

01161 3
24.

Universidad Nacional Autónoma de México

Facultad de Ingeniería

División de Estudios de Posgrado

**COSTOS ESPERADOS DE DAÑOS CAUSADOS
POR SISMOS EN CONTENIDOS DE EDIFICIOS**

Nelson Rommel Burbano Bolaños

Tesis de Maestría

Director de Tesis: Dr. Luis Esteva Maraboto

Ciudad Universitaria, 1997

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

A mi madre, por todo su amor y sus oraciones

Gracias Ale. por tu apoyo incondicional

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Nacional Autónoma de México. por abrir sus puertas y darme la oportunidad de adquirir nuevos conocimientos.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM. por brindarme las facilidades para sacar adelante este proyecto.

Al Dr. Luis Esteva Maraboto. por todo su apoyo, sus sabios consejos y esa envidiable paciencia que siempre tuvo conmigo.

ÍNDICE

	página
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Antecedentes	1
1.2 Experiencias previas	1
1.3 Objetivo y alcance	2
1.4 Aproximaciones básicas	3
1.5 Organización	3
2. MODELO MATEMÁTICO PARA DETERMINAR LA RESPUESTA DINÁMICA DE SISTEMAS NO-LINEALES	5
2.1 Sistemas no lineales	5
2.2 Criterios utilizados para determinar propiedades de rigidez y fluencia del sistema	5
2.2.1 Periodo	6
2.2.2 Resistencia sísmica	6
2.2.3 Relación entre cargas medias y cargas nominales de diseño	6
2.2.4 Relación entre fuerza lateral resistente y carga media	7
2.2.5 Variación de C_R con la altura del edificio	7
2.2.6 Variación de la rigidez de entrepiso en la altura	7
2.3 Características de los edificios por estudiar	8
2.4 Criterios de análisis de los sistemas estudiados	8
2.5 Determinación de las propiedades lineales equivalentes de un sistema no lineal	10
2.5.1 Sistema de un grado de libertad	11
2.5.2 Sistema de varios grados de libertad	15
2.5.2.1 Criterios de análisis y resultados obtenidos	16
3. RESPUESTA DINÁMICA DE CONTENIDOS, APÉNDICES O EQUIPOS	20
3.1 Clasificación de contenidos	20
3.2 Respuesta sísmica de elementos secundarios	20
3.3 Procedimiento utilizado para determinar la respuesta de apéndices deformables	22
3.4 Características de los apéndices estudiados	25
3.5 Criterios de análisis y resultados obtenidos	25
4. EXCITACIONES SÍSMICAS	27

5. FUNCIONES DE VULNERABILIDAD	28
5.1 Funciones de vulnerabilidad de apéndices	28
5.1.1 Apéndices deformables	28
5.1.2 Apéndices no deformables	30
5.2 Criterio de análisis de estimación de daños	31
5.2.1 Curvas aceleración del piso vs. aceleración del suelo	31
5.2.2 Curvas deformación del apéndice vs. aceleración del suelo	32
5.2.3 Monto de daños	33
5.2.3.1 Tasas de excedencia de intensidades	33
5.2.3.2 Determinación del monto de daños	34
6. APLICACIONES: TABLAS DE TASAS DE DAÑO	37
6.1 Funciones daño vs. intensidad	37
6.2 Cálculo de tasas de daño como función de:	37
a) Periodo y resistencia de construcción	
b) Localización del contenido en la construcción	
c) Función de vulnerabilidad del contenido	
7. CRITERIOS PARA CALIBRAR LOS MODELOS MATEMÁTICOS CON LA INFORMACIÓN ESTADÍSTICA	39
8. RECOMENDACIONES PARA EL ESTABLECIMIENTO DE UNA BASE DE DATOS	40
9. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS ADICIONALES	41
10. REFERENCIAS	43
TABLAS	46
FIGURAS	60
ANEXO 1. Determinación de la sollicitación media respecto a la nominal	88
ANEXO 2. Determinación de la resistencia media respecto a la nominal	91
ANEXO 3. Deducción de las ecuaciones para determinar periodo, amortiguamiento y rigidez equivalentes	93
ANEXO 4. Método modificado de aproximaciones sucesivas	100

ANEXO 5.1 Diagrama de flujo para determinar propiedades de rigidez y de fluencia de la estructura soportante	102
ANEXO 5.2 Diagrama de flujo para encontrar la respuesta máxima de un sistema no-lineal mediante linealización equivalente	106
ANEXO 5.3 Diagrama de flujo para determinar la respuesta del apéndice	120
ANEXO 5.4 Diagrama de flujo para determinar montos de daños	124
ANEXO 6 Calificación sísmica de equipos o contenidos	128

CAPITULO 1

1. INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

Dada su ubicación geográfica, la actividad sísmica en la vecindad de la costa sur-occidental de México se encuentra entre las más altas del mundo. Algunos de los conglomerados urbanos con mayor concentración de bienes y personas, tales como Guadalajara y Acapulco se ven expuestos a niveles elevados de riesgo, debido a su proximidad a las fuentes potenciales de temblores de gran magnitud. En uno de tales conglomerados, la ciudad de México, el riesgo se relaciona más con las peculiares condiciones del suelo local, que producen una gran amplificación de los movimientos sísmicos, que con su moderada distancia a la zona de subducción vecina a la costa sur. El reconocimiento de estos elevados niveles de riesgo ha estimulado el incremento de estudios encaminados tanto al desarrollo de criterios óptimos de diseño sísmico como a la estimación de montos esperados de daños causados por temblores en estructuras, principalmente de tipo urbano, así como en sus acabados y elementos de relleno. Para estos últimos estudios han sido muy valiosos por un lado el desarrollo de criterios de estimación de daños basados en modelos de ingeniería estructural y por otro, la información estadística contenida en los acervos de la Asociación Mexicana de Instituciones de Seguros, así como en los de algunas empresas aseguradoras y reaseguradoras. Para equipo y otro tipo de contenidos de las construcciones no se ha contado con herramientas ni con información similares.

Las experiencias pasadas han demostrado la vulnerabilidad de ciertos equipos ante la acción de sismos; en muchos casos ha ocurrido su falla total, a pesar de que la estructura principal en donde se encontraban sólo sufrió daño moderado. Esto podría ser debido a la amplificación del movimiento que se produce en los diferentes puntos de la estructura soportante lo cual hace que el elemento secundario (equipo) esté sujeto a aceleraciones mayores que las que normalmente actúan en el sistema principal. Frecuentemente esas aceleraciones magnificadas son extremadamente grandes debido al efecto de resonancia producido por la cercanía de su frecuencia natural con alguna de las frecuencias naturales de la estructura de soporte. El efecto es aun mayor cuando el amortiguamiento del elemento resonante es bajo.

Lo anterior ha motivado el interés de las compañías aseguradoras por financiar investigaciones tendientes a integrar una metodología y una base de datos para fijar cuotas de cobertura contra posibles daños en equipos y contenidos de edificios.

1.2 EXPERIENCIAS PREVIAS

Antes del temblor de 1985 se habían realizado en México dos programas de estudios sistemáticos para estimar costos probables de daños causados por temblores en construcciones y acabados (*Esteva L., 1963; Esteva y Villaverde, 1974*). En ninguno de estos casos se contaba con una base estadística sobre daños observados; por lo tanto, los

criterios empleados para las estimaciones se basaron exclusivamente en modelos de ingeniería estructural. Un estudio posterior (*Esteve et al. 1988*) se basó principalmente en datos estadísticos sobre montos de daños observados durante el temblor de 1985, interpretados a la luz de modelos modernos de ingeniería estructural y del conocimiento entonces disponible sobre amenaza sísmica en diversos sitios del país (*Esteve, 1976*) y sobre influencia de las condiciones locales sobre características del movimiento del terreno.

Entre los estudios realizados en otros países se pueden citar los hechos por *Dowrick D. J. (1983)*, quien trabajó en la estimación de pérdidas para propiedades aseguradas como resultado de dos eventos sísmicos con intensidades de IX y X en la escala modificada de Mercalli. Otro estudio es el de *Birss G. R. (1985)*, quien basándose en el procedimiento utilizado por Dowrick propuso una metodología para valorar costos de daños debidos a un sismo de gran intensidad en la ciudad de Wellington, Nueva Zelanda, relacionando los daños producidos en las estructuras con la intensidad del sismo.

Más recientemente, *Dowrick D. J. (1993)* describe un análisis para determinar el costo de daños para propiedades industrial y comercial, incluyendo edificios y sus contenidos, en el sismo de Edgecumbe en Nueva Zelanda en 1987. En dicho estudio obtiene una relación entre el costo de daños en una propiedad y su valor total. Todo esto, basado en la información obtenida de las estructuras afectadas por el temblor.

1.3 OBJETIVO Y ALCANCE

El objetivo de este estudio es el de desarrollar criterios para establecer una base de datos que ayude a estimar el costo de daños producidos por temblores en contenidos de edificios dentro de la República Mexicana. Se desarrollarán ciertos métodos que sirvan en primer término, para estimar la respuesta sísmica de un sistema principal que representa a la estructura soportante, y en segundo término, para calcular la respuesta del sistema secundario que representa al contenido. Por tanto, se destacan los siguientes objetivos particulares:

- a)** Selección de una metodología para la estimación de las propiedades de rigidez y de fluencia para los sistemas estudiados.
- b)** Determinación de un algoritmo de tipo iterativo para la estimación de propiedades lineales equivalentes que representen el comportamiento dinámico de un sistema no-lineal de varios grados de libertad.
- c)** Establecimiento de criterios para la predicción de la respuesta sísmica de un sistema de un solo grado de libertad de masa despreciable localizado en un sistema soportante de varios grados de libertad.
- d)** Fijar la metodología para la estimación del monto de daños que se producirá en los contenidos localizados en diferentes niveles de la estructura, considerando que estos tienen diferentes modos de falla.

1.4 APROXIMACIONES BÁSICAS

Se han utilizado algunas aproximaciones básicas que no interfieren radicalmente con los resultados finales de este trabajo y que tienen relación con los siguientes puntos:

- a)** Para la obtención de la respuesta dinámica asociada con una intensidad sísmica se considera un espectro medio de respuesta, afectado de un factor de escala que depende de la intensidad.
- b)** El empleo del modelo elastoplástico para representar el comportamiento histerético no-lineal de un sistema estructural, en vista de su simplicidad y de su capacidad para representar gruesamente el comportamiento real de la estructura.
- c)** La representación de la estructura soportante mediante un sistema de cortante.
- d)** La consideración de que la masa del apéndice, equipo o contenido es despreciable con respecto a la del sistema principal hace que se simplifique el procedimiento para determinar su respuesta.

1.5 ORGANIZACIÓN

En el desarrollo de este trabajo se tomaron en cuenta tres tópicos de gran importancia: a) el desarrollo de un modelo matemático para determinar la respuesta sísmica de un sistema no-lineal mediante el procedimiento de la linealización equivalente (Capítulo 2), b) La metodología para predecir la respuesta dinámica de un sistema secundario (apéndice) localizado en algún nivel de un sistema principal (edificio) (Capítulo 3) y c) Criterio para la estimación de los costos esperados de daños en los contenidos, dadas las respuestas estructurales (Capítulos 5 a 8). En el capítulo 2 se presenta la descripción del método propuesto para determinar las propiedades de rigidez y de fluencia de un sistema de cortante. Posteriormente se resumen las características de los sistemas por estudiar y finalmente se desarrolla un método iterativo, mediante análisis modal, para encontrar propiedades lineales equivalentes de los sistemas estructurales estudiados. Se presentan también los resultados obtenidos. En el capítulo 3 se hace en primer término una clasificación de los contenidos y su interacción con la estructura soportante; luego se pasa a identificar a los sistemas que serán motivo de estudio, para posteriormente hacer un desarrollo del modelo para determinar su respuesta dinámica. Al final del capítulo se hace un estudio de los resultados obtenidos. El procedimiento para la obtención del espectro de respuesta empleado para el análisis modal se especifica en el capítulo 4.

En el capítulo 5 se estiman los montos de daños, a partir de los resultados obtenidos en capítulos anteriores. Posteriormente estos resultados se analizan en el capítulo 6 por medio de tablas.

En el capítulo 7 se proponen criterios para calibrar los modelos matemáticos mediante información estadística cuando se cuenta con ella. También se dan recomendaciones para que en un futuro se pueda contar con una base de datos de montos de daños en contenidos de edificios (Capítulo 8). Por último, en el capítulo 9 se presentan las conclusiones y algunos comentarios adicionales de la investigación.

CAPITULO 2

2. MODELO MATEMÁTICO PARA DETERMINAR LA RESPUESTA DINÁMICA DE SISTEMAS NO-LINEALES

2.1 SISTEMAS NO-LINEALES

El proponer un modelo matemático con el objeto de estudiar el comportamiento de las estructuras implica por un lado, tener en cuenta las limitaciones inherentes al propio modelo, y por otro proponer, también, valores de sus propiedades tales como rigidez, resistencia y comportamiento histerético, de manera de representar lo mejor posible las variables relevantes del comportamiento de las estructuras en cuestión.

En el estudio del comportamiento sísmico de edificios frecuentemente se trabaja con modelos que representan a las estructuras como sistemas de marcos continuos, pero en algunas ocasiones ésta representación se hace mediante sistemas del tipo de viga de cortante.

El primer modelo representa mejor el comportamiento de las estructuras reales, pero a veces se evita su empleo, debido a que conduce a análisis que requieren tiempos muy extensos de computación y por lo tanto mayores costos, lo que dificulta el desarrollo de estudios paramétricos extensos.

El sistema de cortante es uno de los modelos que permite representar las estructuras de los edificios para el estudio de su comportamiento sísmico de manera muy sencilla; sin embargo, la simplicidad en su representación hace que éste carezca de la capacidad para tomar en cuenta muchos detalles del comportamiento estructural (por ejemplo, fallas locales en algunos elementos estructurales), y en otros casos no representan adecuadamente el comportamiento global de la estructura.

Debido a que en el presente trabajo interesa encontrar la respuesta de contenidos (apéndices) de un edificio y no el comportamiento estructural del sistema principal, se utiliza el modelo de cortante con el fin de determinar las propiedades de rigidez y de fluencia y para su análisis sísmico.

2.2 CRITERIOS UTILIZADOS PARA DETERMINAR PROPIEDADES DE RIGIDEZ Y FLUENCIA DEL SISTEMA

Aquí se describen los criterios adoptados para definir las características de rigidez y de fluencia que interesan para proceder posteriormente a obtener las propiedades lineales equivalentes del sistema en estudio.

2.2.1 PERIODO:

Considerando que los sistemas de varios grados de libertad pueden caracterizarse, para fines de estudiar su respuesta a sismos, por medio de sus periodos de vibración, y que, en particular, dado que el primer modo es el que tiene mayor participación, el primer periodo (o fundamental) es una característica dinámica muy importante al considerar el comportamiento de una estructura ante temblores.

Para determinar el periodo fundamental de la estructura, se utiliza una expresión sencilla que permite estimar con aproximación razonable el orden de magnitud de este periodo para edificios regulares:

$$T_{\text{NOM}} = 0.10N \quad 2.1$$

Donde T_{NOM} es el periodo nominal fundamental y N es el número de pisos del edificio

En el caso del periodo medio fundamental, éste se calcula mediante la siguiente expresión propuesta para sitios de terreno blando como el de la ciudad de México

$$\bar{T} = 0.12N \quad 2.2$$

2.2.2 RESISTENCIA SÍSMICA

Considerando que los edificios a ser estudiados se localizan en la ciudad de México, se diseñaron según el *Reglamento de Construcciones del Distrito Federal [RCDF-87]* el cual, en su artículo 203, permite que para edificios cuya altura no exceda de 60 metros, que corresponden a los sistemas a ser estudiados en este trabajo, se efectúe el análisis sísmico por medio del método estático, descrito en la sección 8 de las *Normas Técnicas Complementaria para Diseño por Sismo, (1987)*. La aplicación de este método consta esencialmente de los siguientes pasos:

- a) Se representa la acción del sismo por fuerzas horizontales que actúan en los centros de masas de los pisos.
- b) Estas fuerzas se distribuyen entre los sistemas resistentes a carga lateral que tiene el edificio (muros y/o marcos)
- c) Se efectúa el análisis estructural de cada sistema resistente ante las cargas laterales que le correspondan.

2.2.3 RELACIÓN ENTRE CARGAS MEDIAS (\bar{W}) Y CARGA NOMINALES DE DISEÑO (W_{NOM})

En este trabajo interesa estimar la respuesta no-lineal de estructuras diseñadas de acuerdo con criterios específicos. Por ello interesa suponer para las cargas que se emplean para estimar dichas respuestas sus valores reales (más probables), en vez de los nominales o los más desfavorables supuestos para fines de diseño.

Las incertidumbres que afectan a las cargas incluyen, entre otros conceptos, las asociadas con los valores de los pesos volumétricos de los materiales, con la intensidad y distribución de las cargas vivas, así como con la insuficiente precisión de los métodos de análisis de esfuerzos.

Para fines de este trabajo se considera que los valores de las cargas verticales que se suponen para el análisis de respuesta del marco (cargas medias) serán los correspondientes a los utilizados en el diseño (carga muerta + carga viva) multiplicados por un factor de 0.75 (ver anexo 1).

$$\bar{W} = 0.75W_{\text{NOM}} \quad 2.3$$

2.2.4 RELACIÓN ENTRE FUERZA LATERAL RESISTENTE Y CARGA MEDIA

Se considera que la relación entre la fuerza lateral resistente y la carga media es aproximadamente igual a un incremento del 80% del coeficiente sísmico nominal de diseño, reducido por ductilidad (ver anexo 2):

$$C_{R} = \frac{\bar{R}}{\bar{W}} = \frac{1.8c}{Q} \quad 2.4$$

Donde c es el coeficiente sísmico nominal de diseño
 Q es el factor de comportamiento sísmico.

2.2.5 VARIACIÓN DE C_{R} CON LA ALTURA DEL EDIFICIO

Con base en estudios previos, se sabe que la relación entre cortante resistente de entrepiso y suma de cargas verticales por arriba del entrepiso (C_{R}) crece hacia la parte superior.

Como condición representativa, se supone una variación lineal, de C_{R} en la base a $2C_{R}$ en la azotea del edificio (Fig. 2.1).

$$C_{R_i} = C_{R} \left[\frac{(i-1)}{(N-1)} + 1 \right] \quad i = 1, \dots, N \quad 2.5$$

Donde i representa el i -ésimo nivel y N es el número total de pisos del sistema.

2.2.6 VARIACIÓN DE LA RIGIDEZ DE ENTREPISO EN LA ALTURA

Igualmente, se considera como una condición representativa la variación lineal de la rigidez de entrepiso en la altura del edificio desde un máximo k en la base hasta un mínimo de $0.25k$ en la azotea (Fig. 2.2).

$$k_i = k \left[\frac{0.75(i-1)}{(1-N)} + 1 \right] \quad i = 1, \dots, N \quad 2.6$$

2.3 CARACTERÍSTICAS DE LOS EDIFICIOS POR ESTUDIAR

Los estudios a realizarse, se refieren a edificios simétricos en planta y regulares en elevación pudiendo tener diversas áreas en planta considerando que los porcentajes de daño no dependen del área, sino de los valores de C_R y de las intensidades de los temblores, por lo tanto, se puede suponer cualquier valor del área de cada planta del edificio que se estudia.

Se consideran cuatro casos caracterizados por diferentes periodos de vibración 0.5, 1.0, 2.0 y 3.0 seg, lo cual, si se considera que el periodo fundamental es aproximadamente igual a la décima parte del número de pisos que el edificio tenga, entonces esto corresponde a edificios de 5, 10, 20 y 30 pisos respectivamente. Sin embargo se considera que el sistema a analizarse tiene solamente 5 grados de libertad para todos los casos.

Se supone que en cada grado de libertad, la estructura soporta una carga nominal total de 900Kg/m² en niveles intermedios y de 800Kg/m² en la azotea. Se considera además que el edificio tiene una planta cuadrada de 14 metros por lado por tanto, las cargas nominales son:

$$W_{NOM_i} = 900 \cdot 14 \cdot 14 = 176400 \text{Kg} \quad i = 1, \dots, N-1$$
$$W_{NOM_N} = 800 \cdot 14 \cdot 14 = 156800 \text{Kg}$$

Se considera que los edificios a ser estudiados, se encuentran localizados en la zona III de acuerdo al art. 219 del *RCDF-87* y que corresponden a edificios de oficinas en donde se encuentran equipos de diversas características, los cuales son motivo del presente estudio, por lo que pertenecen al grupo B dentro de la clasificación que hace el mismo Reglamento en su art. 174. Debido a esta clasificación, se obtiene el coeficiente sísmico nominal de diseño que es: $c = 0.40$.

Este coeficiente sísmico, debe ser reducido por ductilidad según el art. 207 del *RCDF-87* cuando se aplique el método estático para análisis sísmico para lo cual se fija un factor de comportamiento que depende de las propiedades internas de la estructura, esto es, a su capacidad para disipar la energía del sismo por un proceso de deformación. Se usará un factor de $Q = 4$ teniendo en cuenta que los edificios a estudiarse cumplen con los requisitos enunciados en la sección 5-I de las *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, (1987)*.

2.4 CRITERIOS DE ANÁLISIS DE LOS SISTEMAS ESTUDIADOS

Considerando conocidos las cargas nominales, el coeficiente sísmico de diseño, el factor de comportamiento sísmico y el periodo fundamental de la estructura, se sigue el procedimiento que se describe a continuación para determinar rigideces de entrepiso y propiedades de fluencia del sistema:

1) Se determinan las cargas medias que interesan para estimar valores reales (más probables) de las respuestas

$$\bar{W}_i = 0.75 W_{NOM_i}$$

2) Se calcula el coeficiente de resistencia para cada entrepiso (C_{R_i}) conociendo que tiene una variación lineal en el edificio de $C_R = 1.8c/Q$ en la base hasta un valor de $2C_R$ en la azotea.

Por tanto:

$$C_{R_i} = C_R \left[\frac{(i-1)}{(N-1)} + 1 \right] \quad i=1, \dots, N$$

Donde:

C_R = Coeficiente de resistencia definido por la ec. 2.4

N = Número de grados de libertad

3) Obtenidos los valores de C_{R_i} en todos los grados de libertad, y las correspondientes cargas medias (\bar{W}_i), se puede conocer la resistencia lateral esperada de cada entrepiso:

$$\bar{R}_i = C_{R_i} \sum_{j=1}^N \bar{W}_j \quad i=1, \dots, N \quad 2.7$$

4) Calcular las rigideces de entrepiso para lo cual se ha considerado una variación lineal de rigidez de un máximo k en la base hasta $0.25k$ en la azotea, por lo tanto:

$$k_i = k \left[\frac{0.75(i-1)}{(1-N)} + 1 \right] = k\alpha_i \quad i=1, \dots, N$$

Con los valores de α_i se construye una matriz de coeficientes $[A]$ de tal forma que la matriz de rigideces del sistema $[K]$, vale:

$$[K] = k[A] \quad 2.8$$

En donde el valor de k se determina de tal manera que se obtenga el periodo medio especificado:

$$\bar{T} = 0.12N = 2\pi\sqrt{m/k} \quad 2.9$$

Para este caso, se supone que la configuración del modo fundamental ϕ del sistema es una línea recta (Fig. 2.3).

Por tanto: $\phi_i = \frac{i}{N} \quad i=1, \dots, N$

Entonces: $m = \phi^T [\bar{W}] \phi / g$

$$\kappa = k\phi^T [A] \phi = k\beta$$

Donde:

- \bar{g} = Aceleración de la gravedad
- $[\bar{W}]$ = Matriz de cargas del sistema
- $[\bar{A}]$ = Matriz de coeficientes de rigidez

Despejando de la ecuación 2.9, la rigidez k se tiene:

$$k = \frac{4\pi^2 m}{\bar{T}^2 \beta} = \frac{4\pi^2 m}{(0.12N)^2 \beta} \quad 2.10$$

Con este valor de k se calculan las rigideces de entrepiso de acuerdo a la variación lineal antes señalada.

5) Se determinan las deformaciones de fluencia para cada grado de libertad dividiendo la resistencia lateral esperada de cada nivel (\bar{R}_i) por la rigidez del mismo (k_i).

$$dy_i = \frac{\bar{R}_i}{k_i} \quad i = 1, \dots, N \quad 2.11$$

Todo el procedimiento antes descrito, se utilizó para elaborar un programa de computadora en lenguaje FORTRAN y cuyo diagrama de flujo junto con el listado del programa se muestra en el anexo 5.1, en el cual se ingresan como datos el número de pisos y grados de libertad, el coeficiente sísmico nominal de diseño, el factor de comportamiento sísmico y las cargas nominales de cada grado de libertad del sistema; y se obtiene como resultados, las masas, las resistencias laterales, rigideces y deformaciones de fluencia de cada grado de libertad del sistema analizado. Estos resultados se muestran en las tablas 2.1 a 2.4.

La fig. 2.4 muestra los resultados obtenidos para los cuatro tipos de edificios con diferentes periodos de vibración que se estudian en este trabajo, considerando que las deformaciones de fluencia corresponden a los grados de libertad del sistema, por cuanto, el periodo fundamental está dado como una fracción del número de pisos del sistema.

2.5 DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES LINEALES EQUIVALENTES DE UN SISTEMA NO-LINEAL

La linealización de sistemas dinámicos no-lineales es un intento por simplificar los cálculos de la respuesta en cierta clase de problemas. Esta linealización se refiere al reemplazo del sistema no lineal por un sistema lineal equivalente que tenga características similares de frecuencias de respuesta y de disipación de energía a las del sistema inelástico original.

Esta equivalencia, sin embargo, no solamente es función de los parámetros del sistema no lineal, sino también de la respuesta del sistema a la excitación de interés. Como la respuesta calculada depende a su vez de los parámetros del sistema lineal equivalente, tanto la respuesta como los parámetros del sistema tienen que obtenerse en forma iterativa.

2.5.1 SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD

Se presenta un método de análisis aplicable a todos los sistemas con un grado de libertad cuyas curvas de fuerza-deformación sean simétricas con respecto al origen, sujetos solamente a la condición de que el sistema no se deteriore. Caen dentro de esta limitación todos los sistemas elásticos con relación fuerza-deformación simétrica, sean o no lineales, siempre que su amortiguamiento sea función unívoca de la rapidez de deformación; lo mismo es cierto de todo sistema histerético.

El sistema a considerarse es un modelo de un grado de libertad (Fig. 2.5), donde K_0 y C_0 son la rigidez y el amortiguamiento viscoso, respectivamente.

La ecuación de movimiento del sistema puede escribirse como sigue:

$$\ddot{x} + 2\zeta_0\omega_0\dot{x} + \omega_0^2 f(x, \dot{x}) = -a(t) \quad 2.12$$

$$\text{Donde: } \zeta_0 = \frac{C_0}{2\sqrt{K_0 m_0}}; \quad \omega_0^2 = \frac{K_0}{m_0} = \left(\frac{2\pi}{T_0}\right)^2$$

ζ_0 = Fracción del amortiguamiento viscoso crítico

ω_0 = Frecuencia natural

T_0 = Periodo natural de vibración del sistema

$f(x, \dot{x})$ representa una fuerza histerética de restitución definida en términos de un parámetro de desplazamiento, x_y , llamado el nivel de fluencia, que corresponde al desplazamiento generalizado a partir del cual se obtiene una reducción significativa de la rigidez (En ocasiones, las curvas carga-deformación no muestran un punto definido en que se presente de manera clara el cambio de rigidez; en tales casos es necesario introducir criterios específicos, a veces arbitrarios, para definir la deformación de fluencia).

Si x_m es el máximo desplazamiento obtenido durante una respuesta particular, el parámetro $\mu = x_m/x_y$ es la demanda de ductilidad de la respuesta.

Se considera una estructura con características antes señaladas, definida por su curva esqueleto (la curva fuerza-deformación a la primera carga), por la forma de sus ciclos estáticos fuerza-deformación a todos los niveles pertinentes de deformación máxima y por la relación entre fuerza y rapidez de deformación. La fig. 2.6 ilustra la parte estática de estas relaciones.

Cada punto de la curva esqueleto se puede unir con el origen mediante una recta, definiendo de esta manera un sistema lineal equivalente para cada punto que se elija en esta curva. Su rigidez es la pendiente de la recta que pasa por el origen, es decir, la rigidez secante que corresponde a la estructura real; su masa es igual a la de la estructura original.

La energía total disipada por cada ciclo de oscilación es:

$$\Delta W(\xi) = V(\xi) + H(\xi) \quad 2.13$$

en donde $V(\xi)$ representa la energía disipada por amortiguamiento viscoso durante un ciclo de oscilación del sistema para una amplitud ξ . Entonces, para una oscilación armónica:

$$V(\xi) = 2\pi\zeta_0 K_0 \xi^2 \quad 2.14$$

$H(\xi)$ es la energía disipada por histéresis durante un ciclo de oscilación con amplitud ξ . Su valor es igual al área incluida en dicho ciclo.

La rigidez secante instantánea $K(\xi)$ se define como la relación de la fuerza al desplazamiento instantáneos. Para carga cíclica de un sistema histerético con amplitud de desplazamiento ξ , la rigidez secante cíclica es común considerar como:

$$K(\xi) = K_0 f(\xi, 0) / \xi \quad 2.15$$

Aquí, \dot{x} se toma igual a cero, por considerar que se calcula la rigidez secante asociada con un ciclo de respuesta cuando ξ alcanza su valor máximo en dicho ciclo.

Muchos de los métodos analíticos regularmente usados para estimar la respuesta sísmica de un sistema histerético se basan en la definición de un sistema lineal cuya respuesta se aproxima a la del sistema histerético. Este sistema lineal puede ser descrito por su ecuación de movimiento:

$$\ddot{x} + 2\zeta_e \omega_e \dot{x} + \omega_e^2 x = -a(t) \quad 2.16$$

en donde, al igual que en el sistema histerético $\omega_e^2 = K_e / m_e = (2\pi / T_e)^2$ los parámetros ζ_e , ω_e , K_e , m_e y T_e representan las propiedades del sistema lineal equivalente.

Es frecuente el empleo de una excitación armónica con el objeto de obtener información acerca del periodo y el amortiguamiento equivalentes. En estos casos, se supone que la respuesta dinámica del sistema es cuasiarmónica, de modo que la respuesta máxima, x_m , sea igual a la amplitud de respuesta armónica máxima. Algunos métodos analíticos están basados en esta aproximación.

El valor del amortiguamiento equivalente se obtiene igualando la energía disipada por ciclo en el sistema no-lineal de interés con la energía disipada por amortiguamiento viscoso en el sistema lineal equivalente.

$$\Delta W(x_m) = 2\pi K(x_m) \zeta_e x_m^2 \quad 2.17$$

$$\zeta_e = \frac{\Delta W(x_m)}{2\pi K(x_m)x_m^2} = \frac{V(x_m) + H(x_m)}{2\pi K(x_m)x_m^2} \quad 2.18$$

Tomando en cuenta que $V(x_m)$ es un amortiguamiento viscoso, la ecuación anterior puede escribirse como sigue:

$$\zeta_e(x) = \zeta(x) + \frac{H(x_m)}{2\pi K(x_m)x_m^2} \quad 2.19$$

Aquí, $\zeta(x)$ = porcentaje de amortiguamiento crítico de naturaleza viscosa correspondiente a la masa del sistema y a una rigidez $K(x_m)$.

Se supone ahora que la respuesta de la estructura real es igual al promedio pesado de las respuestas de todos los sistemas lineales equivalentes definidos anteriormente. Así mismo, como una simplificación se postula que la respuesta no lineal es aproximadamente igual a la de un sistema lineal equivalente con igual masa que la estructura dada, periodo y amortiguamiento iguales a los valores promedio de los que adoptan dichos parámetros como función de ξ , cuando esta varía entre 0 y x_m (*Newmark y Rosenblueth, 1971*). Así:

$$T_e = \frac{2\pi M^{1/2}}{x_m} \int_0^{x_m} K^{-1/2}(x) dx \quad 2.20$$

$$\zeta_e = \frac{1}{2\pi x_m} \int_0^{x_m} \frac{V(x) + H(x)}{K(x)x^2} dx \quad 2.21$$

SISTEMA ELASTOPLÁSTICO

Muchos sistemas estructurales a pesar de tener un diseño sísmico basado en un análisis dinámico lineal, pueden tener un incremento en su respuesta con relación a su capacidad elástica. Esto es consecuencia de la ductilidad que poseen sus componentes estructurales permitiendo que tengan más resistencia de la que el análisis elástico podría indicar, y que se refleja en su capacidad para disipar energía a través de deformaciones inelásticas.

El modelo más común para representar el comportamiento histerético no lineal fuerza-deformación de un sistema estructural, es el sistema elastoplástico que se muestra en la fig. 2.7, y el cual emplearemos en este trabajo.

En esta figura, x_y es el desplazamiento de fluencia, x_m es el desplazamiento máximo, K_0 es la rigidez inicial, P_y es la fuerza de fluencia, $v = x/x_y$ y $K = K_0 x_y/x$

De acuerdo con las características del modelo elastoplástico, se calculan las propiedades equivalentes del sistema. Así, se tiene que el periodo equivalente es:

$$T_e = \frac{2\pi M^{1/2}}{x_m} \int_0^{x_m} K^{-1/2}(x) dx = \frac{2\pi M^{1/2}}{x_m} \left[\frac{K_0^{-1/2} x_v}{3} (1 + 2\mu^{3/2}) \right] \quad 2.22$$

$$T_e = \frac{T_0}{3\mu} (1 + 2\mu^{3/2}) \quad 2.23$$

en donde:

K_0 = Rigidez inicial

T_0 = Periodo fundamental en el intervalo lineal

$\mu = x_m/x_y$ = Relación de ductilidad del sistema

Para el porcentaje equivalente de amortiguamiento crítico, en el caso de que no exista disipación de energía que dependa de la velocidad de deformación, la ecuación 2.21 da el siguiente amortiguamiento equivalente:

$$\zeta_{e_1} = \frac{1}{2\pi x_m} \int_{x_y}^{x_m} \frac{4(x - x_y)K_0 x_v}{(K_0 x_v \cdot x)^2} dx = \frac{2}{\pi\mu} \int_1^{\mu} (1 - 1/v) dv \quad 2.24$$

$$\zeta_{e_1} = \frac{2(\mu - 1 - \ln \mu)}{\pi\mu} \quad 2.25$$

Al resultado anterior se debe añadir el porcentaje medio de amortiguamiento que proviene de los efectos de la rapidez de deformación para el caso de sistemas elastoplásticos. A cualquier nivel de deformación, este amortiguamiento es inversamente proporcional a la raíz cuadrada de la rigidez secante.

$$\zeta_{e_2} = \frac{CM^{-1/2}}{2x_m} \int_0^{x_m} K^{-1/2}(x) dx = \frac{\zeta_0}{\mu} \left(1 + \int_1^{\mu} \sqrt{v} dv \right) \quad 2.26$$

$$\zeta_{e_2} = \frac{\zeta_0}{3\mu} (1 + 2\mu^{3/2}) \quad 2.27$$

Donde ζ_0 es el porcentaje de amortiguamiento en el intervalo lineal

C = Constante viscosa

M = Masa del sistema

El amortiguamiento equivalente total será:

$$\zeta_e = \zeta_{e_1} + \zeta_{e_2} \quad 2.28$$

2.5.2 SISTEMA DE VARIOS GRADOS DE LIBERTAD

El número de variables que figuran en las respuestas sísmicas de las estructuras no lineales con varios grados de libertad es tan elevado que solo es posible emitir enunciados cualitativos con respecto a su respuesta no lineal. Estos enunciados se basan en los cálculos, predominantemente no relacionados entre sí, que se han hecho sobre los efectos de sismos reales o simulados del segundo tipo.

Este trabajo se limita a estudiar estructuras cuyo comportamiento carga-deformación sea elastoplástico. Para ello se propone un método iterativo para determinar las propiedades dinámicas de los sistemas lineales equivalentes de múltiples grados de libertad.

Se parte de la hipótesis de que dado un sistema no-lineal de múltiples grados de libertad, su respuesta ante una excitación dinámica (estacionaria o transitoria) puede tomarse igual a la de un sistema lineal equivalente, cuyas propiedades mecánicas (rigideces, amortiguamientos) son a su vez función de las deformaciones máximas de los miembros estructurales. Las relaciones entre las propiedades mecánicas y las deformaciones máximas adoptadas en este método son similares a las propuestas para el sistema de un solo grado de libertad por *Newmark y Rosenblueth (1971)*, pero en este caso se basa en un criterio de promedios pesados de las rigideces de entresijos K_i y de sus constantes viscosas C_i , con respecto a las deformaciones de estos.

Así, para la rigidez:

$$K_i = \frac{1}{x_{m_i}} \int_0^{x_{m_i}} K_i(x) dx \quad i = 1, \dots, N \quad 2.29$$

Considerando el sistema elastoplástico de la fig. 2.7,

$$K_i = \frac{1}{x_{m_i}} \left[\int_0^{x_{v_i}} K_{o_i} dx + \int_{x_{v_i}}^{x_{m_i}} \frac{K_{o_i} x_{v_i}}{x_i} dx \right] \quad i = 1, \dots, N \quad 2.30$$

Resolviendo las integrales se llega a:

$$K_i = \frac{K_{o_i} x_{v_i}}{x_{m_i}} \left[1 + \ln x_{m_i} - \ln x_{v_i} \right] \quad i = 1, \dots, N \quad 2.31$$

Para las constantes viscosas de entresijo:

$$C_i = \frac{T}{2\pi^2 x_{m_i}} \int_0^{x_{m_i}} \frac{H_i(x)}{x_i^2} dx \quad i = 1, \dots, N \quad 2.32$$

Considerando el mismo sistema elastoplástico y que la disipación de energía debida a la velocidad de deformación es nula, se tiene:

$$C_i = \frac{T}{2\pi^2 x_{m_i} x_{y_i}} \int_{x_{y_i}}^{x_{m_i}} \frac{4(x_i - x_{y_i})K_{o_i} x_{y_i}}{x_i^2} dx \quad i = 1, \dots, N \quad 2.33$$

Resolviendo la integral se llega a:

$$C_i = \frac{2TK_{o_i} x_{y_i}}{\pi^2 x_{m_i}} \left[\ln x_{m_i} - \ln x_{y_i} + \frac{x_{y_i}}{x_{m_i}} - 1 \right] \quad i = 1, \dots, N \quad 2.34$$

en donde:

K_{o_i} = Rigidez inicial en el nivel i-ésimo.

T = Periodo fundamental del sistema.

x_{y_i} = Deformación de fluencia en el i-ésimo nivel

x_{m_i} = Deformación máxima en el i-ésimo nivel.

En el anexo 3 se describen las deducciones de todas las expresiones anteriores utilizadas para determinar periodo, rigidez y amortiguamiento equivalentes

2.5.2.1 CRITERIOS DE ANÁLISIS Y RESULTADOS OBTENIDOS

El procedimiento general para obtener el amortiguamiento modal equivalente consiste en lo siguiente:

1. Determinar las rigideces de entrepiso mediante la ec. 2.31.
2. Determinar el periodo natural de vibración T , empleando las masas del sistema real y las rigideces de entrepiso calculadas en el paso anterior.
3. Con base en las mismas rigideces, obtener el modo fundamental $\phi = \{\phi_{ij}\}$.
4. Calcular las constantes viscosas de entrepiso de acuerdo con la ec. 2.34.
5. Calcular el amortiguamiento modal, ζ :

$$\zeta = \frac{c}{2m\omega} \quad 2.35$$

Aquí, $\omega = 2\pi/T$; $m = \phi^T [M] \phi$; $c = \phi^T [C] \phi$

$[M]$ es la matriz de masas del sistema

$[C]$ es la matriz de amortiguamiento, obtenida a partir de los C_i

El problema por resolver es el de desarrollar un método iterativo que conduzca a obtener propiedades mecánicas de sistemas de varios grados de libertad que sean congruentes con las respuestas dinámicas máximas de dichos sistemas, calculadas con base en las propiedades mecánicas en cuestión.

Se propone a continuación un algoritmo iterativo para calcular dichas propiedades equivalentes. Para un ciclo típico, el procedimiento consiste en lo siguiente:

1. Se parte de los valores iniciales de masas y rigideces, así como también de un valor inicial de amortiguamiento viscoso, ζ_0 .
2. Con estas propiedades iniciales, se realiza un análisis modal de respuesta ante una excitación de interés. De ahí, resultan los vectores de desplazamientos $\{Y_{10}\}$.
3. A $\{Y_{10}\}$ corresponden, tomando en cuenta los criterios antes señalados, las matrices de rigidez y de amortiguamiento equivalentes obtenidas a partir de las ecs. 2.31 y 2.34 respectivamente, y por tanto el amortiguamiento modal equivalente ζ_e que se determina mediante la ec. 2.35 de acuerdo al procedimiento descrito anteriormente, más el amortiguamiento que se tiene en el rango lineal ζ_0 .
4. Con estas propiedades equivalentes, y mediante el análisis modal espectral, se obtiene una nueva configuración de desplazamientos, $\{Y_{1f}\}$.
5. Se tendría resuelto el problema en el caso de que $\{Y_{1f}\} = \{Y_{10}\}$. En caso contrario, se define un vector de error $\{\Delta_1\} = \{Y_{1f}\} - \{Y_{10}\}$ y se mide la magnitud de éste por medio del módulo cuadrado de Δ_1 , $\epsilon_1 = \{\Delta_1\}^T \{\Delta_1\}$.
6. Se supone otro vector de respuestas $\{Y_{20}\}$ (que podría ser igual a $\{Y_{1f}\}$) y se determinan nuevamente las propiedades equivalentes (rigidez y amortiguamiento) de la misma manera que se describe en el paso 3. Se obtiene la configuración $\{Y_{2f}\}$ mediante el análisis modal.
7. De manera similar al caso anterior, se define el vector de error $\{\Delta_2\} = \{Y_{2f}\} - \{Y_{20}\}$ y la magnitud del error $\epsilon_2 = \{\Delta_2\}^T \{\Delta_2\}$. Si este valor es menor que la tolerancia especificada (1E-4), la solución sería $\{Y_{2f}\}$. En caso contrario, se pasa a la siguiente aproximación.
8. A fin de lograr convergencia y/o acelerarla, se propone adoptar como valor de partida para el siguiente ciclo iterativo, uno que se calcule de acuerdo con la ecuación siguiente:

$$\{Y_{30}\} = \{Y_{10}\} + \alpha(\{Y_{20}\} - \{Y_{10}\}) \quad (\text{Ver Anexo 4}) \quad 2.36$$

α se determina con base en una extrapolación lineal de la variación de Y_{3iN} a partir de Y_{2iN} y Y_{1iN} , según muestra la Fig. 2.8, en donde Y_{10N} , Y_{iN} , $i=1, \dots, 3$, son respectivamente los valores inicial y final del desplazamiento de la punta de la estructura relativa a la base.

durante el i-ésimo ciclo iterativo y Y_{30N} corresponde a la intersección entre la cuerda que une los puntos anteriores y la recta $y = x$. A partir de la misma figura se obtiene la siguiente expresión:

$$\alpha = \frac{Y_{30N} - Y_{10N}}{Y_{20N} - Y_{10N}} \quad 2.37$$

9. Con el vector $\{Y_{30}\}$ se determinan propiedades equivalentes y mediante el análisis modal espectral se determina la configuración final $\{Y_{3f}\}$.

10. Se define igualmente el vector de error $\{\Delta_3\} = \{Y_{3f}\} - \{Y_{30}\}$ y su respectiva magnitud $\epsilon_3 = \{\Delta_3\}^T \{\Delta_3\}$. Si esta magnitud es menor que la tolerancia especificada, el proceso iterativo concluye. En caso contrario, se repite el ciclo iterativo; para ello se asignan a los valores de $\{Y_{10}\}$ y $\{Y_{1f}\}$ los valores de $\{Y_{20}\}$ y $\{Y_{2f}\}$ respectivamente, y a los vectores $\{Y_{20}\}$ y $\{Y_{2f}\}$ los valores correspondientes a $\{Y_{30}\}$ y $\{Y_{3f}\}$ respectivamente, y se busca un nuevo valor de $\{Y_{30}\}$ para comenzar la siguiente iteración hasta que la magnitud del error esté dentro de la tolerancia.

Se elaboró un programa de computadora en lenguaje FORTRAN tanto para el cálculo de las propiedades dinámicas equivalentes (rigidez y amortiguamiento) como para aplicar el método iterativo descrito en el algoritmo anterior, para obtener las propiedades mecánicas de sistemas de múltiples grados de libertad, y que resuelva los problemas a plantearse. Su diagrama de flujo en una forma generalizada y el listado del programa se presentan en el anexo 5.2.

Los sistemas a analizarse en este trabajo corresponden a los edificios con periodos nominales fundamentales de vibración de 0.5, 1.0, 2.0 y 3.0seg, cuyas propiedades de fluencia se obtuvieron antes.

Para el análisis modal se utilizó el espectro de respuesta promedio, que se detalla en el Cap. 4, afectado sucesivamente por cinco factores de intensidad 0.20, 0.40, 0.70, 1.0 y 1.20.

Un archivo de resultados típico se muestra en el anexo 5.2, correspondiente al sistema con periodo fundamental de 2.0seg, para un factor de intensidad del espectro de respuesta de 0.70. Se pueden apreciar los cálculos de rigidez, frecuencias angulares, coeficientes y porcentajes de amortiguamiento, la configuración de desplazamientos de entrepiso para cada ciclo iterativo, junto con la magnitud del error al final de éste.

Cuando la magnitud del error es menor que la tolerancia especificada, se calculan las propiedades al final del proceso iterativo, primero para cada modo de vibración, y luego desplazamientos y aceleraciones máximos totales para cada grado de libertad; posteriormente las frecuencias naturales para cada modo y por último el porcentaje de amortiguamiento crítico. Estos valores se presentan en las tablas 2.5 a 2.8 y en la fig. 2.9

aparecen graficados los desplazamientos totales máximos en cada grado de libertad para los distintos periodos del sistema principal y para cada factor de intensidad del espectro de respuesta utilizado en el análisis.

CAPITULO 3

3. RESPUESTA DINÁMICA DE CONTENIDOS, APÉNDICES O EQUIPOS

Un edificio tiende a actuar como un filtro de vibración, y transmite a los pisos superiores principalmente aquellas frecuencias cercanas a sus propias frecuencias naturales, produciendo de esta manera una reducción en el ancho de banda de frecuencias de las vibraciones que afectan al equipo. También, la magnitud de las aceleraciones horizontales generalmente se incrementan con la altura del edificio, y por tanto se amplifica la aceleración del suelo (ver fig. 3.1).

La predicción del comportamiento sísmico de un equipo montado en un edificio es un problema complejo cuyo estudio detallado únicamente se ha intentado en grandes instalaciones, como plantas de energía nuclear. En la construcción ordinaria puede ser suficiente un enfoque más simple, como la técnica del espectro de respuesta que permite obtener estimaciones aproximadas de la amplificación y el filtrado producido por el edificio. Como estas estimaciones dependen de los valores efectivos de las frecuencias de vibración y de los amortiguamientos y estos valores a su vez dependen de la intensidad de la respuesta, los métodos simplificados que se deben desarrollar para estimar las respuestas de estructura y contenidos deben ser de tipo iterativo.

3.1 CLASIFICACIÓN DE CONTENIDOS

Entre los elementos que no forman parte de la estructura de una construcción, pero que pueden dañarse durante un temblor se encuentran los siguientes:

Arquitectónicos o de relleno: Aquí se incluyen, por ejemplo, los cielos rasos, los elementos divisorios desligados de la estructura, etc.

Equipo e instalaciones: Elevadores, maquinaria, computadoras, instrumental médico y de laboratorio, tuberías y ductos, equipo de telecomunicaciones, etc.

Mobiliario y contenidos diversos: Estantes en oficinas, tiendas y habitaciones, así como sus contenidos, etc.

En este trabajo se trata de desarrollar criterios para estimar daños en los elementos de los dos últimos grupos.

3.2 RESPUESTA SÍSMICA DE ELEMENTOS SECUNDARIOS

En general, los elementos de los dos grupos a estudiar tienen masa pequeña en comparación con las de los pisos de las construcciones que los contienen. Para estimar su respuesta dinámica durante temblores se representan como "apéndices" o "elementos secundarios" apoyados sobre la estructura. En ocasiones, además, están ligados firmemente

a ella, a través de anclas o conexiones, las que pueden poseer la resistencia suficiente para evitar desplazamientos excesivos y volcamiento o carecer de ella. Si sus masas son suficientemente grandes, la interacción de su respuesta dinámica con la estructura principal puede afectar a esta última, y esa interacción debe tomarse en cuenta al estimar las respuestas de ambas; en caso contrario, que es el más usual en el tipo de elementos que interesan en este estudio, la interacción es despreciable, por lo que para obtener la respuesta de los elementos secundarios se procede en dos etapas: en la primera se estiman los movimientos de los puntos en que se unen a la estructura y en la segunda se estudian las respuestas de los elementos secundarios a los movimientos citados. Se dice, entonces, que analizamos la respuesta de “apéndices no interactuantes”.

Además de la relación de masas, la relación entre las frecuencias naturales (efectivas, es decir, tomando en cuenta las variaciones asociadas con las intensidades de las respuestas) de los elementos secundarios y la estructura principal afecta la interacción entre sus respuestas. Estas relaciones se obtienen como sigue:

$$\text{Relación de masas,} \quad r_m = \frac{M_s}{M_p} \quad 3.1$$

$$\text{Relación de frecuencias,} \quad r_f = \frac{\omega_s}{\omega_p} \quad 3.2$$

En estas ecuaciones, M_s y M_p son las masas de los sistemas secundario y principal, respectivamente, y ω_s , ω_p son las correspondientes frecuencias naturales de vibración.

La interacción entre elemento secundario y estructura principal es máxima cuando la relación entre frecuencias es cercana a 1.0, es decir, cuando se presentan condiciones próximas a la resonancia.

La Fig. 3.2 resume los resultados del estudio realizado por *Gupta y Tembulkar, (1984)*, para decidir en qué condiciones puede estimarse la respuesta sísmica de la estructura principal y de un elemento secundario sin tomar en cuenta el acoplamiento (interacción) entre ambos. La franja sombreada muestra la frontera entre los casos que requieren estudiarse tomando en cuenta o ignorando el acoplamiento, respectivamente, cuando la relación de masas (de elemento secundario a sistema principal) no excede de 1.0 y las frecuencias naturales de ambos sistemas coinciden (resonancia perfecta). Las curvas continuas de la figura muestran las fronteras entre las zonas en que se requiere y no se requiere tomar en cuenta el acoplamiento para diversos valores de R , que mide la desviación de la frecuencia natural del sistema combinado (ω_c) con respecto a la del sistema principal, de acuerdo con la definición de la ec. 3.3.

$$R = \frac{|\omega_c - \omega_p|}{\omega_p} \quad 3.3$$

El presente trabajo se limita a encontrar la respuesta de contenidos que por su pequeña masa no interactúan con el sistema principal.

3.3 PROCEDIMIENTO UTILIZADO PARA DETERMINAR LA RESPUESTA DE APÉNDICES DEFORMABLES

Consideremos un sistema constituido por un edificio (sistema principal) que contiene un apéndice (contenido o equipo, sistema secundario) ligado a él en un punto de conexión en el *i*-ésimo nivel.

Se trata de obtener la respuesta del edificio y del apéndice para un temblor de una intensidad dada. Para ello determinamos las propiedades mecánicas (rigidez y amortiguamiento) del sistema lineal equivalente, determinado de acuerdo con la sección 2.5. Con estas propiedades se determinan los modos de vibración que pueden contribuir significativamente a la respuesta del apéndice. Las configuraciones modales están contenidas en la matriz $[\delta_{SP}]$. Además, se tiene la frecuencia natural (ω_i) y el factor de participación (F_{pi}) para el *i*-ésimo modo, y el amortiguamiento modal (ζ)

$$[\delta_{SP}] = \begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} & \dots & \delta_{1j} & \dots & \delta_{1N} \\ \delta_{21} & \delta_{22} & \dots & \delta_{2j} & \dots & \delta_{2N} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \delta_{i1} & \delta_{i2} & \dots & \delta_{ij} & \dots & \delta_{iN} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \delta_{N1} & \delta_{N2} & \dots & \delta_{Nj} & \dots & \delta_{NN} \end{bmatrix}_{N \times N}$$

Las características del apéndice están dadas por su amortiguamiento viscoso (ζ_a), por su periodo de vibración (T_a) y por su localización en algún nivel del edificio.

El sistema completo (principal + secundario) tendrá *N*+1 modos de vibración, cuya matriz de deformaciones modales $[\delta_{SC}]$ es de la forma:

$$[\delta_{SC}] = \begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} & \dots & \delta_{1j} & \dots & \delta_{1N} & 0 \\ \delta_{21} & \delta_{22} & \dots & \delta_{2j} & \dots & \delta_{2N} & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \delta_{i1} & \delta_{i2} & \dots & \delta_{ij} & \dots & \delta_{iN} & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \delta_{N1} & \delta_{N2} & \dots & \delta_{Nj} & \dots & \delta_{NN} & 0 \\ \delta_{(N+1)1} & \delta_{(N+1)2} & \dots & \delta_{(N+1)j} & \dots & \delta_{(N+1)N} & \delta_{(N+1)(N+1)} \end{bmatrix}_{(N+1) \times (N+1)}$$

Donde δ_{ij} *i*=1.....*N* *j*=1.....*N* son las deformaciones modales del sistema principal inalteradas por el apéndice de masa despreciable, $\delta_{(N+1)j}$ *j*=1.....*N* representa la amplitud de respuesta del apéndice asociada con el modo *j* del sistema principal. La última columna corresponde a un modo en que el sistema principal permanece inmóvil mientras el apéndice vibra en su frecuencia natural propia; la amplitud de la vibración se define como $\delta_{(N+1)(N+1)}$, a una escala arbitraria.

Como se considera que la masa del apéndice es despreciable con respecto a la del sistema principal, la frecuencia natural del sistema completo es igual a la del sistema sin el apéndice y las amplitudes modales de respuesta del apéndice se encuentran de la siguiente manera:

Considerando que el apéndice tiene una masa m_a y una rigidez k_a , la ecuación de movimiento de la masa del apéndice cuando el sistema completo vibra libremente en su frecuencia natural ω_j es:

$$m_a \ddot{x}_{(N+1)j} + k_a (x_{(N+1)j} - x_{NVj}) = 0 \quad \begin{array}{l} NV = \text{Nivel en el que se encuentra el apéndice} \\ j = 1, \dots, N \end{array} \quad 3.4$$

Para vibración armónica, se tiene

$$x_{(N+1)j} = \delta_{(N+1)j} \text{sen } \omega_j t$$

$$x_{NVj} = \delta_{NVj} \text{sen } \omega_j t$$

Se obtiene entonces:

$$-\omega_j^2 m_a \delta_{(N+1)j} + k_a (\delta_{(N+1)j} - \delta_{NVj}) = 0$$

De donde la deformación modal del sistema completo en el nivel $N + 1$ y para el modo j es:

$$\delta_{(N+1)j} = \frac{\delta_{NVj}}{1 - \left(\frac{\omega_j}{\omega_a} \right)^2} \quad 3.5$$

Aquí, ω_j es la frecuencia natural del sistema principal para el modo j , ω_a es la frecuencia natural del apéndice, δ_{NVj} es la deformación modal del sistema principal en el nivel NV donde se encuentra el apéndice y para el modo j .

Además de los modos anteriores, existe otro en que el sistema principal permanece inmóvil y el apéndice vibra con una amplitud arbitraria y con una frecuencia natural igual a ω_a ; es decir, se considera como si el apéndice estuviera asentado directamente sobre el suelo. Por tanto, se obtiene del análisis espectral, la amplitud de respuesta para este modo, ya afectada por el factor de participación

$$\delta_{(N+1)(N+1)} = \frac{S_a}{\omega_a^2} \quad 3.6$$

En esta ecuación S_a es el valor de la ordenada del espectro de respuesta de aceleración para la correspondiente frecuencia del apéndice (ω_a) y para un determinado factor de intensidad del sismo.

Teniendo la matriz de deformaciones modales del sistema completo $\{\delta_{SC}\}_{(N+1) \times (N+1)}$ interesa obtener las deformaciones relativas del apéndice en cada modo para posteriormente mediante superposición modal encontrar la deformación relativa total de éste.

Las deformaciones relativas modales son:

$$\delta_{R(N+1)j} = \delta_{(N+1)j} - \delta_{NVj} \quad \begin{array}{l} NV = \text{Nivel en el que se encuentra el apéndice} \\ j = 1, \dots, (N+1) \end{array} \quad 3.7$$

Debido a que en ciertas estructuras con apéndices se puede presentar el caso en que dos o más modos naturales que contribuyen significativamente a la respuesta poseen frecuencias próximas entre sí, se utiliza el método de superposición modal de la doble suma cuadrática propuesto por *Rosenblueth (1968)* basado en un análisis de las respuestas estructurales a procesos estocásticos estacionarios.

Las respuestas se calculan como la doble suma del producto de las respuestas correspondientes al j-ésimo y al k-ésimo modo de vibración, dividida entre un coeficiente que toma en cuenta la proximidad entre los valores de las frecuencias de los modos que contribuyen a la respuesta, y la fracción de amortiguamiento crítico equivalente que el sistema posee en el j-ésimo modo natural, así como la duración del temblor.

La respuesta relativa total del apéndice será:

$$\delta_{AP}^2 = \sum_{j=1}^{N+1} \delta_{R(N+1)j}^2 + \sum_{j \neq k}^{N+1, N+1} \frac{\delta_{R(N+1)j} \delta_{R(N+1)k}}{1 + \epsilon_{jk}^2} \quad 3.8$$

Donde:

$$\epsilon_{jk} = \frac{(\omega'_j - \omega'_k)}{(\zeta'_j \omega_j + \zeta'_k \omega_k)} \quad j \neq k \quad 3.9$$

A su vez:

$$\omega'_j = \omega_j (1 - \zeta_j^2)^{1/2} \quad 3.10$$

$$\zeta'_j = \zeta_j + \frac{2}{t\omega_j} \quad 3.11$$

Donde $\delta_{R(N+1)j}$, $\delta_{R(N+1)k}$ y N ya han sido definidos, ω_j y ω_k son las frecuencias naturales consecutivas, ζ_j , ζ_k son las relaciones de amortiguamiento para dos modos consecutivos, t es la duración efectiva del sismo.

Se presenta en el anexo 5.3 un diagrama de flujo del procedimiento a seguirse para obtener la respuesta de apéndices deformables según lo descrito anteriormente.

3.4 CARACTERÍSTICAS DE LOS APÉNDICES ESTUDIADOS

Los apéndices estudiados en este trabajo se clasifican según su amortiguamiento (ζ_a), su periodo de vibración (T_a) y su localización en la altura del sistema principal.

Amortiguamiento: Se considera un amortiguamiento del apéndice de $\zeta_a = 0.03$ para todos los casos.

Periodo de vibración: Se toma en cuenta la capacidad de deformación que tiene el apéndice y se consideran cuatro casos:

$T_a = 0.01\text{seg.}$ (Apéndices muy rígidos)

$T_a = 0.10\text{seg.}$ (Apéndices intermedios)

$T_a = 0.30\text{seg.}$ (Apéndices flexibles)

$T_a = 0.50\text{seg.}$ (Apéndices muy flexibles)

Localización en el edificio: Se estudian los casos en que el apéndice se encuentra en el primer nivel, en un nivel intermedio y en la azotea del edificio. Como se trabaja con un sistema principal de cinco g.d.l., estas localizaciones corresponden a los g.d.l. 1, 3 y 5.

3.5 CRITERIOS DE ANÁLISIS Y RESULTADOS OBTENIDOS

En el presente trabajo se obtienen las deformaciones de apéndices con las características antes señaladas, localizados en los diferentes niveles de los sistemas principales. Estos se distinguen por su periodo natural, que puede ser de 0.5, 1.0, 2.0 ó 3.0seg. Además al realizar el análisis modal espectral se utiliza el mismo espectro de respuesta con el que se encontró la respuesta del sistema principal y que se describe en el Capítulo 4, afectado sucesivamente por los factores 0.20, 0.40, 0.70, 1.0 ó 1.20. Los resultados que se obtienen se presentan en términos de estas variables en las tablas 3.1 a 3.4 y en las figs 3.3 a 3.6.

En la fig. 3.3 se presentan las curvas de la deformación del apéndice en función del factor de intensidad del sismo. Se puede ver que la deformación se incrementa con el factor de intensidad, con el periodo del apéndice y del sistema principal y con el nivel en el que se encuentre el apéndice. Se aprecia también que en el primer nivel el periodo del sistema principal casi no influye en la respuesta del apéndice. En las Figs. 3.3j), k) y l) se observa que en algunos casos la respuesta máxima del apéndice se presenta para valores de la intensidad menores que el máximo estudiado. Esto se debe a que la respuesta del apéndice es muy sensible a la proximidad entre el periodo de vibración de dicho elemento y alguno de los periodos efectivos del sistema principal. Estos últimos dependen de la intensidad de la respuesta del sistema al movimiento del terreno y en los casos que se discuten alguno de estos periodos adquiera su valor más próximo al del apéndice para una intensidad menor que la máxima considerada. Esto justifica la reducción de la respuesta de algunos apéndices al aumentar la intensidad; pero es necesario tener presente que parte de ella se debe al método de análisis de respuesta empleado, según el cual hemos ignorado la posible ocurrencia de

condiciones de cercanía de periodos de vibración de apéndices y sistema principal para las rigideces efectivas del último que corresponden a etapas intermedias de su respuesta a un temblor de intensidad elevada. Por estas razones, al calcular costos esperados de daños para intensidades mayores que las que dan lugar a las máximas deformaciones de los apéndices en las figs. 3.3j), k) y l), tomaremos las deformaciones iguales a los valores máximos correspondientes.

Otra peculiaridad de las figs. 3.3j), k) y l) es la reducción drástica de la respuesta del apéndice de periodo de 0.5seg. localizado en el extremo superior de un edificio con periodo de vibración de 2.0seg., con respecto a la respuesta del mismo apéndice, pero ligado al sistema principal en un punto localizado a una elevación de 0.60 de su altura. Esta se asocia con la predominancia de modos superiores de vibración en la respuesta modal del sistema lineal equivalente al sistema principal.

La fig. 3.4 muestra las curvas de la deformación del apéndice como una función de su periodo de vibración; en ellas se puede apreciar una mayor deformación cuando aumenta el periodo, al igual que un incremento de ésta cuando aumentan la altura a la que se localiza el apéndice y el periodo de vibración del sistema principal.

En la fig. 3.5 se presentan gráficos de la deformación del apéndice como función de la relación entre el periodo del sistema principal y el periodo del apéndice (T_p/T_a). Se puede observar que las mayores deformaciones se producen cuando la relación T_p/T_a es de 2.0; es decir, cuando el periodo del sistema principal es $T_p=1.0$ seg. y el del apéndice es $T_a=0.5$ seg. Esto es consecuencia de un efecto de quasi-resonancia, específicamente entre la frecuencia del apéndice y la del segundo modo de vibración del sistema principal, con rigideces efectivas reducidas por influencia del comportamiento no lineal.

En las fig. 3.6 se presentan los gráficos de la deformación del apéndice como función del nivel donde se encuentra localizado en el sistema principal. Las figs. 3.6h) y l) muestran los resultados que se desvían de las tendencias generales, y que se comentaron en párrafos anteriores

CAPITULO 4

4. EXCITACIONES SÍSMICAS

Para el análisis de las estructuras (sistemas de cortante), se utilizó un conjunto de trece temblores artificiales, con propiedades estadísticas similares al registro del temblor del 19 de septiembre de 1985 obtenido en la SCT, componente EW. Los acelerogramas se tomaron del trabajo desarrollado por *Grigoriu, Ruiz y Rosenblueth, (1988)*.

De cada acelerograma se obtuvo su espectro de respuesta elástico para amortiguamientos de 2, 5, 10 y 20 por ciento (Fig. 4.1), y con el propósito de utilizar uno solo, de cada conjunto de espectros se determinó el promedio (Fig. 4.2) al cual se le afectó de los factores 0.20, 0.40, 0.70, 1.0 y 1.20, que corresponden a diferentes intensidades del sismo para una misma forma espectral.

Los espectros de respuesta calculados de esta forma y afectados de su factor de intensidad correspondiente se utilizaron para la obtención de propiedades lineales equivalentes de sistemas no-lineales mediante un análisis modal espectral y el empleo del método iterativo, propuestos en este trabajo, así como también para calcular deformaciones en los contenidos (apéndices) ubicados en determinado nivel del sistema principal

CAPITULO 5

5. FUNCIONES DE VULNERABILIDAD

5.1 FUNCIONES DE VULNERABILIDAD DE APÉNDICES

De experiencias pasadas, se han podido establecer diferentes modos de falla de equipos en edificios sujetos a excitaciones sísmicas, entre las que se pueden mencionar las siguientes (*Stratta J. L., 1987*), que se ilustran en la fig. 5.1:

1. Falla por deslizamiento de equipo no empotrado
2. Falla por volteamiento de equipo no empotrado
3. Falla por ruptura del equipo
4. Falla del elemento de fijación

En el proceso de estimación de daños en contenidos, se consideran dos tipos de equipos: deformables y no-deformables. Los primeros están gobernados por la deformación que experimenta un sistema de un solo grado de libertad (sistema secundario) localizado en un sistema de varios grados de libertad (sistema principal) sometido a una excitación sísmica, mientras que los segundos se relacionan con las aceleraciones que se presentan, por efecto de la excitación, en un determinado nivel, donde se encuentre localizado el contenido, dentro del sistema principal.

A partir de las consideraciones anteriores, se puede establecer una relación entre la amplitud de la respuesta del apéndice (aceleración o deformación, según sea el caso) y la probabilidad de falla del contenido. A este tipo de relaciones se les conoce como funciones de vulnerabilidad, que a continuación se estudian.

5.1.1 APÉNDICES DEFORMABLES

Este tipo de apéndices está definido por su periodo natural de vibración (T_a) y por el coeficiente de carga lateral que resiste antes de la falla (C_F). La respuesta está expresada en términos de su deformación relativa a su punto de apoyo (δ_R) (Fig. 5.2).

De donde:

$$F = K_s \delta_R \quad 5.1$$

En esta ecuación, K_s es la rigidez del apéndice y δ_R es su deformación relativa.

A su vez la rigidez es:

$$K_s = \left(\frac{2\pi}{T_s} \right)^2 \frac{W_s}{g} \quad 5.2$$

en donde: T_s y W_s son el periodo de vibración y el peso del apéndice, respectivamente y g es la aceleración de la gravedad.

Reemplazando la Ec. 5.2 en la Ec. 5.1 se tiene:

$$F = \left(\frac{2\pi}{T_s} \right)^2 \frac{\delta_R W_s}{g} \quad 5.3$$

Debido a que la falla en un equipo no está ligada determinísticamente con la intensidad, su respuesta de falla la consideraremos como una variable aleatoria que designaremos para este caso como δ_F y que representa a la resistencia expresada en términos de deformación. Supondremos que δ_F es una variable log-normal, con media $\bar{\delta}_F$ la cual la expresamos en términos del coeficiente sísmico de falla esperado \bar{C}_F , que se supone conocido. Reemplazando en las ecuaciones anteriores, tenemos la expresión:

$$\bar{\delta}_F = \bar{C}_F \left(\frac{T_s}{2\pi} \right)^2 g \quad 5.4$$

Se tiene además, su coeficiente de variación V_R que para fines de este trabajo tomamos un valor de 0.30, con lo que podemos determinar la función de vulnerabilidad calculando su probabilidad de falla:

$$P_F(\delta) = P(\delta_F < \delta)$$

Como δ_F es una variable log-normal, definimos una variable R , cuya distribución sea normal con media y desviación estándar dadas por:

$$\bar{R} = \text{Ln} \frac{\bar{\delta}_F}{\sqrt{1 + V_R^2}} ; \quad \sigma_R = \left[\text{Ln}(1 + V_R^2) \right]^{1/2} \quad 5.5$$

Podemos considerar entonces la variable normal estandarizada Z :

$$Z = \frac{R - \bar{R}}{\sigma_R} \quad 5.6$$

por lo tanto:

$$P(\delta_R < \delta) = P(R < \text{Ln}\delta) = P\left(Z < \frac{\text{Ln}\delta - \bar{R}}{\sigma_R} \right) = \Phi(\mu) \quad 5.7$$

en donde Φ es la distribución normal estándar y

$$\mu = \frac{\text{Ln}\delta - \bar{R}}{\sigma_R} \quad 5.8$$

Para calcular $\Phi(\mu)$ aplicamos la aproximación de E. Rosenblueth (1985)

$$\Phi(-x) = \left[\frac{x}{1+x^2} + \frac{1}{\sum_{i=0}^5 a_i x^i} \right] \varphi(x) \quad 5.9$$

donde: $a_0 = \left(\frac{2}{\pi}\right)^{1/2}$; $a_1=1.280$; $a_2=1.560$; $a_3=1.775$; $a_4=0.584$; $a_5=0.427$ y $\varphi(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-x^2/2}$

Esta ecuación vale únicamente cuando $x > 0$. Por tanto,
 si $\mu < 0$, se toma $x = -\mu > 0$, y se aplica la ecuación
 si $\mu > 0$, se toma $x = \mu > 0$, se aplica la ecuación y se hace $\Phi(\mu) = 1 - \Phi(-\mu)$.

Así, tenemos las funciones de vulnerabilidad cuya forma es la que aparece en la fig. 5.3

Se consideran 3 tipos de equipos deformables: Débil, Intermedio y Muy resistente, cada uno de estos con su respectivo valor del coeficiente sísmico de falla esperado (\bar{C}_F) como se puede ver en la tabla 5.1.

En la tabla 5.2 se presentan los valores de las deformaciones medias de falla ($\bar{\delta}_F$) en función de los periodos de vibración de los equipos con los que se trabaja, y de su coeficiente sísmico esperado respectivo (Ec. 5.4).

5.1.2 APÉNDICES NO-DEFORMABLES

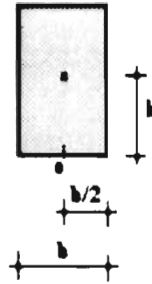
En relación con los apéndices no deformables, procedemos al igual que en el caso anterior en la determinación de las funciones de vulnerabilidad, para lo cual determinamos la intensidad resistente media que para este tipo corresponde a la aceleración media de falla del apéndice (\bar{Y}_{AF}) que depende de su modo de falla, además de un coeficiente de variación $V_R = 0.30$.

Para este tipo de apéndices, se consideran los siguientes modos de falla:

Volteamiento de equipo no anclado: Depende de la relación b/h , en donde b es el ancho de la base y h es la altura desde la base al centro de gravedad del equipo.

La aceleración necesaria para producir la falla será la aceleración que hace que la resultante del peso del equipo y de la carga lateral aplicada se salga del tercio medio de la base.

De acuerdo con esto:



Haciendo la sumatoria de momentos con respecto a "o" se tiene:

$$\sum M_o = \frac{W_s b}{6} = W_s \bar{Y}_{sF} h$$

Por lo tanto:

$$\bar{Y}_{sF} = \frac{b}{6h} \quad 5.10$$

En el presente trabajo, se consideran tres aceleraciones medias de falla (\bar{Y}_{sF}) como un porcentaje de la aceleración de la gravedad (g), dependiendo de la relación b/h , la cual puede ser: pequeña, intermedia o alta (ver tabla 5.3).

Deslizamiento de equipo no anclado: Generalmente, las consecuencias de daño causado por este tipo de falla se refieren al impacto sobre objetos cercanos o a los esfuerzos causados a las instalaciones ligadas al objeto que desliza.

Para fines de considerar este tipo de daño, es razonable suponer coeficientes esperados de fricción entre 0.5 y 0.7. En este trabajo se utiliza un valor de 0.6; de esta manera la aceleración media de falla será:

$$\bar{Y}_{sF} = 0.6g \quad 5.11$$

en donde g es la aceleración de la gravedad (981 cm/seg^2).

5.2 CRITERIO DE ANÁLISIS DE ESTIMACIÓN DE DAÑOS

5.2.1 CURVAS ACELERACIÓN DEL PISO VS. ACELERACIÓN DEL SUELO

Estas curvas están relacionadas con los equipos de tipo no deformable, cuya respuesta puede medirse directamente por medio de la aceleración del nivel en donde se encuentren ubicados dentro del sistema principal, por lo que se deben encontrar las aceleraciones máximas a la que dichos elementos están sometidos cuando en el edificio se

presenta una excitación sísmica de cierta intensidad. De acuerdo con *Biggs J. M. (1972)*, para obtener aceleraciones máximas de un sistema secundario muy rígido localizado en algún nivel de un sistema principal (SP), basta con combinar las aceleraciones máximas modales en el punto de ubicación del apéndice en el SP, mediante el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados.

De acuerdo con lo anterior, se procedió a obtener aceleraciones máximas para las relaciones de nivel $h/H_t = 0.20, 0.60$ y 1.00 del sistema principal (ver tabla 5.4) haciendo la combinación modal de los resultados obtenidos mediante la linealización equivalente del Capítulo 2, en función de las aceleraciones del suelo que se obtienen al multiplicar el factor de intensidad con el que se trabajó por la aceleración máxima del suelo representada por la máxima ordenada al origen en el espectro de respuesta. En la Fig. 5.4 se tienen las curvas de aceleración del piso vs. aceleración del suelo para relaciones de nivel antes señaladas y para periodos del SP de 0.50, 1.00, 2.00 y 3.00seg. En la Fig. 5.6 se presentan las curvas de aceleraciones de piso contra los valores medios de las aceleraciones que un elemento resiste sin fallar.

A fin de emplear las gráficas anteriores en los cálculos de probabilidad de falla en términos de intensidad, se les ajustarán funciones analíticas de la forma:

$$Y = K_1(1 - e^{-K_2 X}) \quad 5.12$$

en donde: Y es la aceleración del piso, X es la aceleración del suelo y K_1, K_2 son constantes de ajuste que están en función del periodo del sistema principal T_p y de las relaciones entre el nivel de localización de equipo y la altura total h/H_t . Las curvas ajustadas se muestran en la fig. 5.5.

5.2.2 CURVAS DEFORMACIÓN VS. ACELERACIÓN DEL SUELO

Estas curvas están relacionadas con equipos deformables, cuya respuesta se mide por la deformación del apéndice por efecto del movimiento de su punto de anclaje al sistema principal.

Se determinaron anteriormente (Cap. 3) las deformaciones de algunos tipos de apéndices localizados en diferentes niveles de sistemas principales con diversas características dinámicas. Estos resultados se representan en las curvas de la fig. 5.7 para periodos del apéndice de 0.010, 0.10, 0.30 y 0.50seg y del SP de $T_p = 0.50, 1.0, 2.0$ y 3.0seg., localizados en los niveles $h/H_t = 0.20, 0.60$ y 1.0 .

De acuerdo con lo expuesto en el punto anterior, estas curvas también se comparan con las deformaciones medias de falla correspondientes (Fig. 5.8), con el objeto de mostrar un indicador de las probabilidades de falla del elemento ante cada intensidad sísmica.

Igualmente, se ajustan estas curvas mediante la Ec. 5.12. Las curvas ajustadas que resultan se presentan en la fig. 5.9.

5.2.3 MONTO DE DAÑOS

5.2.3.1 TASAS DE EXCEDENCIA DE INTENSIDADES

El peligro sísmico en un sitio suele representarse mediante la tasa de excedencia de cada valor de la intensidad. Dicha tasa es igual al número medio de temblores por unidad de tiempo (año) cuyas intensidades en el sitio de interés exceden de un valor dado.

Las tasas de excedencia de una intensidad dada puede ser obtenida en términos de las tasas de generación de diversas magnitudes en las fuentes sísmicas cercanas, de acuerdo con la ecuación siguiente (Esteve et al, 1988):

$$v(y) = \int_{m_1}^{m_2} -\frac{\partial \lambda(m)}{\partial m} P(Y > y|m) dm \quad 5.13$$

Aquí, $v(y)$ es la tasa de ocurrencia en el sitio de interés de temblores con intensidades mayores o iguales a "y", producidos por un proceso sísmico dado; m_1 y m_2 son los extremos inferior y superior del intervalo de magnitudes involucrado en el proceso sísmico de interés, y $P(Y > y|m)$ es la probabilidad condicional de que un temblor de magnitud m y coordenadas focales desconocidas ocasione una intensidad mayor o igual que "y" en el sitio de interés, y $\lambda(m)$ es la tasa de ocurrencia de temblores con magnitudes iguales a m o mayores, asociados con un proceso sísmico desarrollado en una fuente dada.

El valor esperado de la tasa de ocurrencia de sismos con intensidades mayores o iguales que un valor "y" dado, puede ser expresado por una función de la forma (Esteve et al, 1989):

$$v(y) = Ky^{-r} \left[1 - \left(\frac{y}{y_M} \right)^\epsilon \right], \quad \text{para } y \leq y_M \quad 5.14$$

$$v(y) = 0, \quad \text{para } y \geq y_M \quad 5.15$$

En estas ecuaciones, y_M es la frontera superior de las intensidades que pueden ocurrir en el sitio de interés; r y ϵ son parámetros que definen la forma de la distribución de intensidades, y K es un factor de escala.

El valor "y" puede ser:

- El valor máximo de la aceleración o velocidad del suelo.
- La ordenada del espectro de respuesta para un periodo dado.
- El máximo valor de la ordenada del espectro de respuesta.
- Valores esperados de las ordenadas indicadas en a), b) y c).

En el presente trabajo, "y" es la intensidad que corresponde al máximo valor de la aceleración del suelo, ya que en las gráficas antes señaladas se utilizó el valor de la aceleración máxima del terreno para representar aceleraciones máximas de piso y deformaciones de apéndices.

A partir de los valores obtenidos de las curvas de intensidad-recurrencia para terreno firme de Acapulco, Guadalajara y DF. y terreno blando del DF. (Esteva et al, 1988), se encontraron los valores de los parámetros r, K, y ε de la ecuación 5.14.

Se obtienen así las siguientes expresiones para los cuatro sitios de interés:

Terreno firme del D.F.:

$$v(y) = 428y^{-1.67} \left[1 - \left(\frac{y}{90} \right)^{0.02} \right] \quad 5.16$$

Terreno blando del D.F.:

$$v(y) = 24y^{-1.26} \left[1 - \left(\frac{y}{290} \right)^{0.56} \right] \quad 5.17$$

Terreno firme de Acapulco:

$$v(y) = 213656y^{-1.64} \left[1 - \left(\frac{y}{600} \right)^{0.0003} \right] \quad 5.18$$

Terreno firme de Guadalajara:

$$v(y) = 58170y^{-1.62} \left[1 - \left(\frac{y}{300} \right)^{0.0004} \right] \quad 5.19$$

Así se obtuvieron las curvas intensidad-recurrencia de la fig. 5.10 para estos cuatro sitios ajustadas mediante dicha ecuación.

5.2.3.2 DETERMINACIÓN DEL MONTO DE DAÑOS.

El monto esperado de daños para un tipo dado de equipo localizado en un nivel del edificio y en un determinado sitio, se designa por D y se obtiene como sigue (Esteva et al, 1988):

$$D = \int_{v_0}^{v_1} - \frac{\partial v(y)}{\partial y} \bar{D}(y) dy \quad 5.20$$

en donde $\partial V(y)/\partial y$ es la derivada parcial de la tasa de ocurrencia de temblores o el peligro sísmico en el sitio de interés, en términos de la intensidad "y".

El límite inferior de la integral y_0 representa a la aceleración correspondiente a la tasa de ocurrencia de 1.0, ya que se eliminan los temblores con tasas de excedencia mayores que un evento por año debido a que su aportación a las tasas esperadas de daño es despreciable. El adoptar este límite inferior evita el problema de la alta sensibilidad de la contribución de sismos muy pequeños, pero muy frecuentes, a la relación intensidad-monto esperado de daños en el intervalo de intensidades muy pequeñas, que no influyen en el cálculo final de daños. En cambio, y_1 es la intensidad máxima espectral de cada sitio, que corresponde al valor de y_m en la ecuación 5.14.

Para algunos tipos de contenidos, los daños crecen en forma gradual con la intensidad; para otros, sólo se presentan daños de manera súbita cuando ocurre su falla ante una intensidad suficientemente alta. En ambos casos, el valor esperado de los montos de daños puede representarse mediante una función gradualmente creciente de la intensidad, que tiene una forma similar a la de una función de distribución de probabilidades. Por razones de simplicidad, en este trabajo se ha optado por representar el valor esperado en cuestión como el producto del costo de la falla por la probabilidad de que esta ocurra.

Si $\bar{D}(y)$ es el monto esperado de daños dada una intensidad "y", se tendrá:

$$\bar{D}(y) = D_0 P_F(y) \quad 5.21$$

en donde, D_0 es el monto del daño si falla el elemento en estudio, y $P_F(y)$ es la probabilidad de falla de que esto ocurra, ante una intensidad igual a "y".

Para calcular $P_F(y)$ se supone que la respuesta del elemento (aceleración o deformación), de acuerdo con las curvas ajustadas anteriormente, vale:

$$\bar{a} = K_1 (1 - e^{-k_2 y}) \quad 5.22$$

Además, se considera que la respuesta tiene un coeficiente de variación Va , que para el propósito de este trabajo se estima igual a 0.30.

Si se designa una variable aleatoria $S = \text{Ln}(\bar{a})$, cuya distribución es normal, se puede demostrar que su media y su desviación estándar son:

$$\bar{S} = \text{Ln} \frac{\bar{a}}{\sqrt{1 + Va^2}} ; \quad \sigma_S = \left[\text{Ln}(1 + Va^2) \right]^{1/2} \quad 5.23$$

Por otro lado, en las funciones de vulnerabilidad analizadas anteriormente, la intensidad a la que falla un equipo se considera también como una variable aleatoria, que

designamos como **R** (resistencia). Se supone que **R** es log-normal, con media \bar{R} y coeficiente de variación Vr ; su logaritmo natural, **U**, tiene distribución normal con los siguientes parámetros:

$$\bar{U} = \text{Ln} \frac{\bar{R}}{\sqrt{1 + Vr^2}} ; \quad \sigma_U = [\text{Ln}(1 + Vr^2)]^{1/2} \quad 5.24$$

El margen de seguridad **Z** se define mediante la relación:

$$Z = U - S \text{ (resistencia - solicitud)}$$

La probabilidad de falla es igual a la probabilidad de que $Z < 0$. Dadas las hipótesis implícitas de que **U** y **S** tienen distribución normal, **Z** también la tendrá, con los siguientes parámetros:

$$\bar{Z} = \bar{U} - \bar{S} ; \quad \sigma_Z = (\sigma_U^2 + \sigma_S^2)^{1/2} \quad 5.25$$

De aquí,

$$P_F(y) = \Phi(-v) \quad 5.26$$

en donde:

$$v = \frac{\bar{Z}}{\sigma_Z} \quad 5.27$$

Para calcular $\Phi(-v)$ se aplica la ecuación 5.9. Los valores supuestos para \bar{R} y Vr en los distintos tipos de equipos se discuten en las secciones 5.1.1 y 5.1.2.

En el anexo 5.4 se presenta un diagrama de flujo del procedimiento descrito para determinar el monto de daños, junto con el listado del programa.

Los resultados de aplicar la ec. 5.20, de acuerdo con los criterios y modelos matemáticos expresados por las ecs. 5.21 a 5.27, se presentan en el Capítulo 6.

CAPITULO 6

6. APLICACIONES : TABLAS DE TASAS DE DAÑO

6.1 FUNCIONES DAÑO VS. INTENSIDAD

La ec. 5.21 permite obtener montos esperados de daños para cada intensidad, para los distintos tipos de contenidos, localizados a distintas alturas de una construcción. Para ello se aplican las ecs. 5.22 a 5.27, empleando la información contenida en las figs. 5.3 a 5.9 sobre respuestas de elementos deformables y no deformables desplazados a distintas alturas de la construcción que los contiene.

Las funciones que resultan no se presentan gráficamente en este trabajo, pero se emplearon en el cálculo de la tasa esperada de daños, de acuerdo con la ec. 5.20.

6.2 CÁLCULO DE TASAS DE DAÑO

Los resultados obtenidos de montos de daños para equipos deformables se presentan en las tablas 6.1 a 6.4, y para equipos no deformables en las tablas 6.5 a 6.8 para los 4 sitios estudiados. Los valores que presentan estas tablas corresponden a fracciones de los montos de reposición de los equipos o contenidos o, en su caso, de los costos económicos que su falla ocasiona. Se analizan estos resultados, relacionándolos con los siguientes parámetros:

a) Periodo y resistencia de la estructura soportante

En las tablas 6.1 a 6.4 se observa que para equipos deformables los montos de daños crecen al crecer el periodo fundamental de vibración, y adquieren su máximo para construcciones que tienen un periodo de 2.0seg. Esto es consecuencia de un posible efecto de resonancia del sistema. Lo mismo ocurre en contenidos no deformables, donde el monto de daños aumenta con el periodo del sistema principal (ver tablas 6.5 a 6.8). Como en el caso anterior, para periodos del sistema principal cercanos a los 2.0seg. este monto aumenta considerablemente, a consecuencia del efecto de resonancia con el periodo de vibración del suelo.

b) Localización del contenido en el edificio

Se consideran en el presente estudio los casos en que los contenidos están localizados en alguno de 3 diferentes niveles del edificio: un nivel en la parte inferior, uno intermedio y en la azotea. Estas localizaciones están dadas como la relación entre la altura de ubicación y la altura total de la estructura soportante así: $h/H_t = 0.20, 0.60$ y 1.00 .

Se observa, tanto para contenidos deformables como para no deformables, que el monto de daños es mayor en pisos superiores, como consecuencia de la amplificación dinámica que se produce en estos niveles.

c) Función de vulnerabilidad del contenido

En este trabajo se utilizan funciones de vulnerabilidad para algunos tipos de equipos que representan la resistencia que tendrán estos ante una excitación sísmica, y que se estudiaron en detalle en el capítulo 5. Se presentan en las tablas 6.1 a 6.8 los resultados de montos de daños para las diferentes funciones de vulnerabilidad. Se observa que los mayores daños para equipos deformables se presentan en los que tienen una resistencia tipo 1, es decir, aquellos considerados como “equipos débiles”, con un coeficiente sísmico de falla de 0.10. En cambio, aquellos equipos denominados “muy resistentes” presentan daños pequeños, independientemente de donde se encuentren localizados en la estructura soportante y del periodo que esta tenga. Para equipos no deformables los mayores montos de daños se presentan igualmente en contenidos considerados como débiles, con una falla por voltaemiento con $a_{\max} = 20\%g$.

Algunos valores de montos de daños resultan demasiado altos, esto podría ser poco realista, y podría explicarse de acuerdo con la Fig. 6.1, que muestra valores de $-(\partial v(y)/\partial y)P_F$ (ver Ec. 5.20). En dicha figura se observa que para un equipo que tiene un periodo de vibración de $T_a = 0.50\text{seg}$. localizado en el nivel $h/H_t = 1.0$ de un sistema principal con periodo $T_p = 1.0\text{seg}$, se presenta un monto de daños de 0.673, que corresponde al área bajo la curva más alta (según Ec. 5.20), mientras que para el mismo equipo, pero localizado en un sistema con periodo $T_p = 0.50\text{seg}$. y en el nivel $h/H_t = 0.20$, el monto de daños es 0.250, que corresponde al área bajo la curva más baja. Se puede observar que las áreas de las curvas tienen mayor incidencia en el tramo de la aceleración máxima del terreno inicial $Y_{\min} = 30\text{cm}/\text{seg}^2$. hasta aproximadamente un valor de $Y = 100\text{cm}/\text{seg}^2$; por tanto, la tasa de excedencia al igual que la probabilidad de falla en este tramo, influyen considerablemente. Esto se puede observar también en la Fig. 5.7d), que muestra que para los casos antes citados existe una importante respuesta del apéndice para pequeñas aceleraciones máximas del terreno, lo que demuestra que para un sismo de baja intensidad (que tiene una mayor tasa de recurrencia) se puede tener una respuesta importante del equipo, y por tanto una considerable probabilidad de falla.

CAPITULO 7

7. CRITERIOS PARA CALIBRAR LOS MODELOS MATEMÁTICOS CON LA INFORMACIÓN ESTADÍSTICA

Los modelos matemáticos propuestos en este trabajo presentan algunas incertidumbres que pueden ser eliminadas cuando se tenga una información estadística de lo que sucede en la realidad. Estas incertidumbres tienen que ver con muchas variables que intervienen en la respuesta del contenido y entre las que se puede mencionar: la actividad sísmica en el sitio de interés, el comportamiento dinámico de la estructura soportante, y la resistencia y localización que tendrán los equipos en el edificio.

Una estructura sometida a varios temblores de diferentes características tendrá respuestas diferentes. Por lo que, para poder determinar la respuesta sísmica de una estructura y por consiguiente de los contenidos que ésta tenga, se debe hacer un análisis sometiendo a la estructura a un número suficiente de temblores con propiedades estadísticas semejantes a las que se han observado en el sitio de interés considerando sus características geológicas y tectónicas, para así obtener una envolvente de las respuestas máximas esperadas.

De las experiencias pasadas en zonas afectadas por temblores se puede establecer el tipo de daños que se presentan en los contenidos de edificios y cuales son las que más se presentan, para de este modo obtener las funciones de vulnerabilidad que puedan reemplazar a las presentadas en este trabajo. Además, con esta información se pueden corregir las posibles desviaciones que se tengan al calcular los montos de daños con el modelo matemático propuesto, el cual no se considera como la solución ideal al problema, sino como una solución analítica ante la ausencia de datos.

CAPITULO 8

8. RECOMENDACIONES PARA EL ESTABLECIMIENTO DE UNA BASE DE DATOS

Los montos de daños que pudieran presentarse en un futuro a consecuencia de un sismo es difícil de pronosticar con precisión, particularmente por la falta de una adecuada información de daños en sismos pasados en México. Esta información debe ser una preocupación para las compañías de seguros interesadas en tener una base de datos que sirva para fijar cuotas de cobertura contra daños en contenidos de edificios. A continuación se detallan algunas recomendaciones con este propósito:

a) En principio se debe comenzar con una clasificación de los diferentes equipos que por su importancia y costo tanto de reparación como de reposición necesitan ser estudiados. Este trabajo debe ser una preocupación inmediata para de esa forma tener la información acerca de las clases de contenidos de los que se requiere saber su comportamiento durante un sismo futuro. En el anexo 6 se presenta un estudio sobre comportamiento y clasificación de equipos tomado de *Mc. Gavin 1981*, en donde se definen 5 categorías de equipos a considerarse (tabla A6.2). Sin embargo esta clasificación debe ser más detallada y considerar aquellos equipos o contenidos necesarios para efecto del estudio.

b) Definir los grados de daño que se pueden presentar en los equipos de edificios. Este pueden ser pequeño, moderado, severo y total. Además, dependiendo del equipo y de su fijación en la estructura, se deben determinar los modos de falla que tendrán ante la presencia de un temblor. Todo lo anterior se debe definir adecuadamente, para poder utilizarlo en la práctica. Esta clasificación debe ser hecha por un grupo de expertos en la materia.

c) Mantener archivos con los montos de daños observados, para cada tipo de equipo y cada intensidad sísmica en cada sitio de interés. Para estos fines, los equipos se clasificarán tomando en cuenta las variables significativas identificadas en el cuerpo de este informe. Puede determinarse la intensidad en un sitio considerando la magnitud del sismo y la distancia a su foco mediante una función de atenuación de intensidades. La República Mexicana ha sido dividida en cuatro zonas sísmicas A, B, C y D (*Esteva L., 1970*) que representan a intensidades de un temblor, basadas en aceleraciones máximas en terreno firme que corresponden a ciertos periodos de recurrencia.

d) Los datos anteriores podrán emplearse en el futuro para establecer relaciones entre montos de daños e intensidades tomando en cuenta la clasificación de los equipos, y su ubicación en el edificio.

e) Todos los puntos antes señalados deben ser sintetizados en un formato, el cual pueda ser utilizado de una forma fácil y rápida con el propósito de adquirir y procesar toda esta información de una manera eficiente.

CAPITULO 9

9. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS ADICIONALES

De este trabajo han surgido resultados concernientes a tres tópicos importantes relacionados con la respuesta de un sistema no-lineal, la respuesta de apéndices no interactuantes y la determinación de montos de daños en equipos. Se puede anotar lo siguiente con relación a cada uno de ellos:

a) Se desarrolló un modelo matemático que permite determinar propiedades lineales equivalentes para un sistema no-lineal y obtener su respuesta máxima mediante un proceso iterativo basado en lo propuesto por *Newmark y Rosenblueth (1971)* para sistemas de un solo grado de libertad. En el presente trabajo, dicho procedimiento se ha extendido a sistemas de cortante de varios grados de libertad, cuyo comportamiento no-lineal depende solamente de las coordenadas relativas entre masas: el sistema equivalente se consigue reemplazando cada miembro no-lineal por un miembro elástico con rigidez y amortiguamiento equivalentes determinados como para un sistema de un grado de libertad.

El método propuesto estima rigideces y amortiguamientos efectivos del sistema histerético y utiliza estos dos parámetros para definir un sistema lineal equivalente. La respuesta del nuevo sistema se calcula mediante el espectro de respuesta elástico, obteniendo nuevos parámetros que permitirán mediante este proceso iterativo encontrar la respuesta máxima del sistema.

b) Se desarrolló un método para determinar la respuesta de un apéndice que representa a un equipo localizado en una estructura soportante de varios grados de libertad. En este trabajo se estudia la respuesta de contenidos que por sus características no tienen una interacción dinámica importante con el sistema principal, lo cual hace que la respuesta dinámica de esta última no se vea afectada por la presencia del apéndice y a su vez que la respuesta del contenido pueda ser obtenida separadamente, es decir, encontrando primero el movimiento en el sistema principal y obteniendo luego la respuesta del elemento secundario mediante la superposición modal de los dos sistemas.

El método propuesto estima la respuesta máxima de un sistema secundario montado en algún nivel de una estructura soportante que tiene un comportamiento elastoplástico y está sujeta a movimiento sísmico del suelo. Este método se formula sobre la base de un procedimiento aproximado para la obtención de la respuesta de la estructura soportante mediante un análisis modal. Después de obtener las configuraciones modales de los dos sistemas independientemente, se determina la respuesta máxima del apéndice por superposición modal, utilizando el método de la doble suma que toma en cuenta la cercanía de las frecuencias naturales de los dos sistemas. La aplicabilidad de este método se restringe, sin embargo, a sistemas secundarios que tengan una masa despreciable comparada con la del sistema principal, y que tengan comportamiento lineal, aunque la estructura soportante tenga comportamiento no-lineal. Se consideran modos clásicos de vibración, y la respuesta

mediante la combinación modal considera la proximidad entre los valores de las frecuencias de los modos que contribuyen a la misma.

Debido a la sencillez del método propuesto y de sus resultados satisfactorios, podría ser empleado para el análisis sísmico de equipos o sistemas secundarios livianos que van a estar ubicados en un edificio, dentro de una etapa preliminar de diseño. Sin embargo, los resultados de este método deberían compararse con los provenientes de métodos exactos. Esto deberá ser motivo de otro trabajo.

c) Se obtuvieron costos esperados de daños por unidad de tiempo para diversos tipos de contenido, localizados en diferentes niveles de los edificios. Para estos se consideraron diferentes propiedades dinámicas y se consideraron ubicados en diferentes zonas sísmicas de la República Mexicana. Los valores obtenidos servirán para el establecimiento de una base racional que permita formular tarifas de aseguramiento contra daños causados por temblores en contenidos de edificios; por tanto, para fines de establecer un sistema de primas se tomarán los resultados que se muestran en las tablas 6.1 a 6.8 para las ciudades de México, Guadalajara y Acapulco.

Los costos de daños presentados en este trabajo representan valores obtenidos a partir de consideraciones generales sobre las características de los temblores. Estas últimas se describen en forma estadística mediante funciones de amenaza sísmica (tasas de excedencia de diversas intensidades) en cada sitio de interés, y estas funciones se estiman a partir de modelos probabilistas de la actividad sísmica en las fuentes cercanas y de relaciones de atenuación de intensidades sísmicas en términos de magnitud y distancia entre fuente y sitio. Tanto el comportamiento de la estructura soportante como los de los tipos de contenidos que ésta tenga se presentan como condiciones medias de las que pueden presentarse en la realidad. Además, en la predicción del monto de daños se adoptaron funciones de vulnerabilidad de contenidos para relacionar intensidad con daño considerando la intensidad a la que falla un equipo como una variable aleatoria con un valor esperado de resistencia. Por lo tanto, dichos valores representan valores medios esperados y adolecen también de una incertidumbre importante, la cual podría reducirse cuando se cuente con información estadística sobre valores observados de daños para las diversas condiciones y variables estudiadas. Por todo esto, se considera de mucha importancia el recopilar información precisa y detallada sobre los daños ocasionados en contenidos de edificios ante sismos presentados, lo cual permitirá en un futuro tener una base de datos que a su vez permita actualizar los resultados obtenidos en este estudio, lograr una clasificación empírica de los distintos contenidos, y obtener funciones de vulnerabilidad sustentadas en observaciones.

CAPITULO 10

10. REFERENCIAS

- Biggs J. M. (1972). "Seismic response spectra for equipment design in nuclear power plants", Proc. 1st Int. Conf. Struct. Mech. in Reactor Technology, Berlin, 5. 329-343.
- Birss G. R. (1985). "Methodology for the assessment of the damage cost resulting from a large earthquake in the vicinity of Wellington", Bulletin NZ National Society for Earthquake Eng., Vol. 18, No. 3, 215-223.
- Chen Y. y Soong T. T. (1988). "Seismic response of secondary systems", Engng. Struct. Vol. 10, 218-228.
- Clough R. W. y Benuska K. L. (1967). "Nonlinear earthquake behavior of tall buildings", ASCE Journal of the Engineering Mechanics Division, Vol. 93, 129-146.
- Departamento del Distrito Federal (1987). "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, 1987.
- Díaz O., Esteva L., Mendoza E. y Flores O. (1989). "Comparación entre las respuestas sísmicas no lineales de marcos y sistemas de cortante", Informe I. I. UNAM 8752.
- Dowrick D. J. (1983). "An earthquake catastrophe assessment model with particular reference to central New Zealand", Bulletin NZ National Society for Earthquake Eng., Vol. 16, No. 3 213-221.
- Dowrick D. J. y Rhoades D. (1993). "Damage costs for commercial and industrial property as a function of intensity in the 1987 Edgecumbe earthquake", Earthquake eng. struct. dyn., Vol. 22, 869-884.
- Esteva L. (1963). "Estimaciones de daños probables producidos por temblores en edificios", Revista Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, I, 1 Junio.
- Esteva L. (1976). "Seismicity", Seismic risk and engineering decisions, Ed. C. Lomnitz y E. Rosenblueth, Elsevier, Amsterdam
- Esteva L., Díaz O., Terán A. y García J. (1988). "Costos probables de daños causados por temblores en construcciones", Informe I. I. UNAM 8750.
- Esteva L. y Ruiz S. (1989). "Seismic failure rates of multistory frames", ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 112, No. 2, 268-284.
- Esteva L. y Villaverde R. (1974). "Costos probables de daños causados por temblores en construcciones", Informe I. I. UNAM.

- Grigoriu M., Ruiz S. y Rosenblueth E. (1988). "Nonstationary models of seismic ground acceleration", *Earthquake Spectra*, Vol. 4, 551-568.
- Gupta A. K. y Tembulkar J. M. (1984). "Dynamic decoupling of secondary systems", *Nuclear Engineering and Design*, Vol. 81, 359-373.
- Hadjian A. H. (1982). "A re-evaluation of equivalent linear models for simple yielding systems", *Earthquake Engineering and structural dynamics*, Vol. 10, 759-767.
- Iwan W. D. y Gates N. C. (1979). "Estimating earthquake response of simple hysteretic structures", *ASCE Journal of the Engineering Mechanics*, Vol. 105, 391-405.
- Jennings Paul C. (1968). "Equivalent viscous damping for yielding structures", *ASCE Journal of the Engineering Mechanics Division*, Vol. 94, 103-116.
- Koliopoulos P. K. y Nichol E. A. (1994). "Comparative performance of equivalent linearization techniques for inelastic seismic design", *Engng. Struct.*, Vol. 16, 5-10.
- Lin J. y Mahin S. A. (1985). "Seismic response of light subsystems on inelastic structures", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 111, 400-417.
- McCracken y Dorn W. S. (1985). "Métodos numéricos y programación Fortran", Ed. Limusa.
- McGavin Gary L. (1981). "Earthquake protection of essential building equipment", John Wiley & Sons, Inc.
- Meli R. (1976). "Bases para los criterios de diseño estructural del proyecto del reglamento de construcciones para el Distrito Federal", Series del I. I. UNAM No. 375.
- Mitchell G. R. y Woodgate R. W. (1971). "Floor loadings in offices. The results of a survey", Dept. of Envir. Build. Res. Establ. CP 3/71, Garston.
- Newmark N. y Rosenblueth E. (1971). "Fundamentals of earthquake engineering", Ed. Prentice Hall.
- RCDF-87 (1987). Reglamento de construcciones del Distrito Federal; normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de concierto. Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, 1987.
- Rosenblueth E. (1985). "On computing normal reliabilities", *Structural Safety*, Vol. 2, 165-167.
- Rosenblueth E. (1968). "Sobre la respuesta sísmica de estructuras de comportamiento lineal", *Ingeniería* 38, 185-198.

Rosenblueth E. y Herrera I. (1964). "On a kind of hysteretic damping", ASCE Journal of the Engineering Mechanics, Vol. 90, 37-48.

Sackman J. L., Der Kiureghian A. y Nour-Omid B. (1983). "Dynamic analysis of light equipment in structures: Modal properties of the combined system", ASCE Journal of the Engineering Mechanics, Vol. 109, 73-89.

Stratta J. L. (1987). "Manual of seismic design", Prentice-Hall, Inc.

Vanmarcke E. H. (1976). "Structural response to earthquakes", Seismic Risk and Engineering Decisions, editado por C. Lomnitz and E. Rosenblueth, Elsevier, Amsterdam. Capitulo 8, 287-337.

Wilson J. C. (1980). "Earthquake floor response and fatigue of equipment in multi-storey structures", Engng. Struct., Vol. 2, 253-258.

Winkler T., Meguro K. y Yamazaki F. (1995). "Response of rigid body assemblies to dynamic excitation", Earthquake eng. struct. dyn., Vol. 24, 1389-1408.

G.D.L.	CARGAS MEDIAS DE DISEÑO (Kg)	MASA (Kg-seg ² /cm)	RESISTENCIA (Kg)	RIGIDEZ (Kg/cm)	DEF. DE FLUENCIA (cm)
1	132300.00	134.86	116424.00	247146.00	0.471
2	132300.00	134.86	115762.50	200806.10	0.576
3	132300.00	134.86	103194.00	154466.20	0.668
4	132300.00	134.86	78718.50	108126.40	0.728
5	117600.00	119.88	42336.00	61786.49	0.685

PERIODO ESPERADO DE VIBRACION $T_{med}=0.12N = 0.60seg.$
 FACTOR DE COMPORTAMIENTO SISMICO $Q = 4.00$
 COEFICIENTE SISMICO NOMINAL DE DISEÑO $C = 0.40$

TABLA 2.1 CARGAS, RIGIDECES Y PROPIEDADES DE FLUENCIA DEL SISTEMA DE CORTANTE ($T_{NOM}= 0.50seg.$).

G.D.L.	CARGAS MEDIAS DE DISEÑO (Kg)	MASA (Kg-seg ² /cm)	RESISTENCIA (Kg)	RIGIDEZ (Kg/cm)	DEF. DE FLUENCIA (cm)
1	132300.00	134.86	116424.00	61786.49	1.884
2	132300.00	134.86	115762.50	50201.52	2.306
3	132300.00	134.86	103194.00	38616.55	2.672
4	132300.00	134.86	78718.50	27031.59	2.912
5	117600.00	119.88	42336.00	15446.62	2.741

PERIODO ESPERADO DE VIBRACION $T_{med}=0.12N = 1.20seg.$
 FACTOR DE COMPORTAMIENTO SISMICO $Q = 4.00$
 COEFICIENTE SISMICO NOMINAL DE DISEÑO $C = 0.40$

TABLA 2.2 CARGAS, RIGIDECES Y PROPIEDADES DE FLUENCIA DEL SISTEMA DE CORTANTE ($T_{NOM}=1.00seg.$).

G.D.L.	CARGAS MEDIAS DE DISEÑO (Kg)	MASA (Kg-seg ² /cm)	RESISTENCIA (Kg)	RIGIDEZ (Kg/cm)	DEF. DE FLUENCIA (cm)
1	132300.00	134.86	116424.00	15446.62	7.537
2	132300.00	134.86	115762.50	12550.38	9.224
3	132300.00	134.86	103194.00	9654.14	10.689
4	132300.00	134.86	78718.50	6757.90	11.648
5	117600.00	119.88	42336.00	3861.66	10.963

PERIODO ESPERADO DE VIBRACION $T_{med}=0.12N = 1.60seg.$
 FACTOR DE COMPORTAMIENTO SISMICO $Q = 4.00$
 COEFICIENTE SISMICO NOMINAL DE DISEÑO $C = 0.40$

TABLA 2.3 CARGAS, RIGIDECES Y PROPIEDADES DE FLUENCIA DEL SISTEMA DE CORTANTE ($T_{NOM}= 2.00seg.$).

G.D.L.	CARGAS MEDIAS DE DISEÑO (Kg)	MASA (Kg-seg ² /cm)	RESISTENCIA (Kg)	RIGIDEZ (Kg/cm)	DEF. DE FLUENCIA (cm)
1	132300.00	134.86	116424.00	6865.17	16.959
2	132300.00	134.86	115762.50	5577.95	20.754
3	132300.00	134.86	103194.00	4290.73	24.050
4	132300.00	134.86	78718.50	3003.51	26.209
5	117600.00	119.88	42336.00	1716.29	24.667

PERIODO ESPERADO DE VIBRACION $T_{med}=0.12N = 3.60seg.$
 FACTOR DE COMPORTAMIENTO SISMICO $Q = 4.00$
 COEFICIENTE SISMICO NOMINAL DE DISEÑO $C = 0.40$

TABLA 2.4 CARGAS, RIGIDECES Y PROPIEDADES DE FLUENCIA DEL SISTEMA DE CORTANTE ($T_{NOM}= 3.00seg.$).

SISTEMA PRINCIPAL		DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS TOTALES (cm)				
Periodo Tp (seg)	g.d.L	Factor de intensidad				
		0.20	0.40	0.70	1.00	1.20
0.50	1	0.0840	0.1680	0.2940	0.4200	0.5054
	2	0.1804	0.3608	0.6115	0.9021	1.0838
	3	0.2877	0.5755	1.0071	1.4387	1.7281
	4	0.4023	0.8045	1.4079	2.0113	2.4151
	5	0.5101	1.0202	1.7853	2.5505	3.0620
1.00	1	0.3907	0.7815	1.3676	1.9558	3.0196
	2	0.8401	1.6802	2.9403	4.2014	6.4068
	3	1.3410	2.6819	4.6934	6.7068	10.1365
	4	1.8756	3.7512	6.5646	9.3797	14.0954
	5	2.3776	4.7553	8.3217	11.8899	17.8149
2.00	1	5.7068	9.4061	13.9270	15.8207	19.3644
	2	12.3136	20.1578	29.4633	33.2949	40.4055
	3	19.7308	32.1715	46.5273	52.3495	63.1623
	4	27.6626	44.9745	64.5555	72.4835	87.0237
	5	35.0220	56.8448	81.2324	91.3969	109.3310
3.00	1	3.3537	6.7074	11.7379	16.7551	19.9322
	2	7.1205	14.2410	24.9217	35.5743	42.0824
	3	11.1732	22.3463	39.1060	55.8220	65.8793
	4	15.4378	30.8757	54.0325	77.1290	90.9299
	5	19.7071	39.4143	68.9750	98.5054	116.7629

TABLA 2.5 DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS TOTALES EN EL SISTEMA PRINCIPAL

SISTEMA PRINCIPAL		ACELERACIONES MÁXIMAS DE PISO (cm/seg ²)				
Periodo Tp (seg)	g.d.L	Factor de intensidad				
		0.20	0.40	0.70	1.00	1.20
0.50	1	187.0602	189.3227	195.4093	204.4598	211.8416
	2	188.1670	193.6599	208.0190	228.4419	244.5976
	3	189.6923	199.5236	224.3489	258.0600	283.9262
	4	191.8369	207.5632	245.6736	295.0426	331.7902
	5	195.4363	220.5864	278.2654	349.1410	400.3026
1.00	1	187.1677	189.7469	196.6654	206.8085	219.5116
	2	188.6003	195.3386	212.7714	237.1305	271.3583
	3	190.6829	203.2653	234.4100	275.7014	336.7497
	4	193.6246	214.1000	262.2914	322.9238	414.1678
	5	198.3389	230.7168	302.3790	387.9093	509.2219
2.00	1	191.0035	199.5188	213.2411	223.5207	236.7551
	2	205.2635	234.2359	270.5314	287.7003	315.9514
	3	230.1194	287.7904	348.1373	366.8981	408.6969
	4	264.7369	356.0711	442.2285	463.6775	519.8777
	5	302.5385	427.0187	539.7277	570.2119	642.2368
3.00	1	187.9932	192.9837	206.0853	224.7823	238.2772
	2	190.7125	203.3765	234.7052	276.0700	302.8926
	3	192.6718	210.6337	253.5508	308.1968	343.1940
	4	192.9812	211.7639	256.4175	313.0303	350.1461
	5	200.8775	239.3408	322.2540	419.1455	480.2257

TABLA 2.6 ACELERACIONES MÁXIMAS EN EL SISTEMA PRINCIPAL

SISTEMA PRINCIPAL		FRECUENCIAS MODALES (rad/seg)				
Periodo Tp (seg)	Modo	Factor de intensidad				
		0.20	0.40	0.70	1.00	1.20
0.50	1	10.404	10.404	10.404	10.404	10.402
	2	24.932	24.932	24.932	24.932	24.926
	3	38.476	38.476	38.476	38.476	38.468
	4	52.392	52.392	52.392	52.392	52.381
	5	68.726	68.726	68.726	68.726	68.711
1.00	1	5.202	5.202	5.202	5.202	5.054
	2	12.466	12.466	12.466	12.465	12.122
	3	19.238	19.238	19.238	19.237	18.733
	4	26.196	26.196	26.196	26.195	25.512
	5	34.363	34.363	34.363	34.361	33.338
2.00	1	2.601	2.588	2.477	2.392	2.332
	2	6.233	6.207	5.958	5.743	5.614
	3	9.619	9.581	9.204	8.882	8.684
	4	13.098	13.041	12.513	12.097	11.813
	5	17.181	17.082	16.316	15.762	15.349
3.00	1	1.734	1.734	1.734	1.734	1.729
	2	4.155	4.155	4.155	4.153	4.120
	3	6.413	6.413	6.413	6.411	6.374
	4	8.732	8.732	8.732	8.732	8.715
	5	11.454	11.454	11.454	11.454	11.434

TABLA 2.7 FRECUENCIAS MODALES DEL SISTEMA PRINCIPAL

SISTEMA PRINCIPAL		PORCENTAJE DE AMORTIGUAMIENTO CRÍTICO				
Periodo Tp (seg)		Factor de intensidad				
		0.20	0.40	0.70	1.00	1.20
0.50		0.0300	0.0300	0.0300	0.0300	0.0303
1.00		0.0300	0.0300	0.0300	0.0301	0.0593
2.00		0.0300	0.0359	0.0765	0.1029	0.1201
3.00		0.0300	0.0300	0.0300	0.0301	0.0335

TABLA 2.8 PORCENTAJES DE AMORTIGUAMIENTO CRÍTICO

PERIODO DEL SISTEMA PRINCIPAL (Tp)	PERIODO DEL APÉNDICE (Ta)	NIVEL h/Ht	FACTOR DE INTENSIDAD	DEFORMACIÓN DEL APÉNDICE (cm)
0.50	0.010	0.20	0.20	1.026576E-004
			0.40	2.053088E-004
			0.70	3.592742E-004
			1.00	5.132650E-004
			1.20	6.156781E-004
		0.60	0.20	1.296449E-004
			0.40	2.592855E-004
			0.70	4.537268E-004
			1.00	6.481427E-004
			1.20	7.777752E-004
		1.00	0.20	1.757442E-004
			0.40	3.514916E-004
			0.70	6.151542E-004
			1.00	8.788193E-004
			1.20	1.054578E-003
0.50	0.10	0.20	0.20	1.316317E-002
			0.40	2.631670E-002
			0.70	4.603548E-002
			1.00	6.578057E-002
			1.20	7.842106E-002
		0.60	0.20	1.452009E-002
			0.40	2.903960E-002
			0.70	5.080660E-002
			1.00	7.258411E-002
			1.20	8.697335E-002
		1.00	0.20	1.829029E-002
			0.40	3.658120E-002
			0.70	6.401590E-002
			1.00	9.145188E-002
			1.20	0.1097603
0.50	0.30	0.20	0.20	9.710818E-002
			0.40	0.1284857
			0.70	0.3398781
			1.00	0.4855319
			1.20	0.5826423
		0.60	0.20	0.1465179
			0.40	0.2567574
			0.70	0.5127888
			1.00	0.7325563
			1.20	0.8788683
		1.00	0.20	0.2241308
			0.40	0.4161475
			0.70	0.7844839
			1.00	1.120691
			1.20	1.3456150
0.50	0.50	0.20	0.20	0.3519040
			0.40	0.7037950
			0.70	1.2316510
			1.00	1.7595070
			1.20	2.1130410
		0.60	0.20	0.7133949
			0.40	1.4267890
			0.70	2.4968910
			1.00	3.5669740
			1.20	4.2803370
		1.00	0.20	1.1748840
			0.40	2.3497690
			0.70	4.1120850
			1.00	5.8745220
			1.20	7.0454320

TABLA 3.1 RESULTADOS OBTENIDOS PARA APÉNDICES DEFORMABLES (Tp= 0.50seg)

PERIODO DEL SISTEMA PRINCIPAL (Tp)	PERIODO DEL APÉNDICE (Ta)	NIVEL h/Ht	FACTOR DE INTENSIDAD	DEFORMACIÓN DEL APÉNDICE (cm)
1.00	0.010	0.20	0.20	1.038814E-004
			0.40	2.077702E-004
			0.70	3.635954E-004
			1.00	5.191595E-004
			1.20	6.399310E-004
		0.60	0.20	1.386498E-004
			0.40	2.772966E-004
			0.70	4.853178E-004
			1.00	6.931053E-004
			1.20	9.036700E-004
		1.00	0.20	1.953071E-004
			0.40	3.906148E-004
			0.70	6.837695E-004
			1.00	9.769149E-004
			1.20	1.316473E-003
1.00	0.10	0.20	0.20	1.078231E-002
			0.40	2.156581E-002
			0.70	3.773902E-002
			1.00	5.385925E-002
			1.20	6.646422E-002
		0.60	0.20	1.411286E-002
			0.40	2.822531E-002
			0.70	4.939457E-002
			1.00	7.056156E-002
			1.20	9.171322E-002
		1.00	0.20	1.974544E-002
			0.40	3.949099E-002
			0.70	6.910922E-002
			1.00	9.873511E-002
			1.20	0.1327822
1.00	0.30	0.20	0.20	0.1624018
			0.40	0.2657112
			0.70	0.5684722
			1.00	0.8120655
			1.20	0.8745583
		0.60	0.20	0.1424199
			0.40	0.2400404
			0.70	0.4984758
			1.00	0.7121167
			1.20	0.9423847
		1.00	0.20	0.2301803
			0.40	0.4208021
			0.70	0.8056624
			1.00	1.150956
			1.20	1.427709
1.00	0.50	0.20	0.20	3.5996500
			0.40	7.1986820
			0.70	12.5978500
			1.00	17.8409800
			1.20	6.1839280
		0.60	0.20	6.5484040
			0.40	13.0968100
			0.70	22.9191000
			1.00	32.4279200
			1.20	10.1986400
		1.00	0.20	8.2477950
			0.40	16.495590
			0.70	28.8675900
			1.00	40.8197200
			1.20	10.7211100

TABLA 3.2 RESULTADOS OBTENIDOS PARA APÉNDICES DEFORMABLES (Tp= 1.0seg)

PERIODO DEL SISTEMA PRINCIPAL (Tp)	PERIODO DEL APÉNDICE (Ta)	NIVEL h/H:	FACTOR DE INTENSIDAD	DEFORMACIÓN DEL APÉNDICE (cm)
2.00	0.010	0.20	0.20	1.424335E-004
			0.40	2.611266E-004
			0.70	4.302660E-004
			1.00	5.877319E-004
			1.20	7.111540E-004
		0.60	0.20	3.344769E-004
			0.40	5.865342E-004
			0.70	8.146771E-004
			1.00	9.327849E-004
			1.20	1.086480E-003
		1.00	0.20	6.091501E-004
			0.40	9.907560E-004
			0.70	1.312494E-003
			1.00	1.417168E-003
			1.20	1.618686E-003
2.00	0.10	0.20	0.20	1.435683E-002
			0.40	2.635915E-002
			0.70	4.352690E-002
			1.00	5.953079E-002
			1.20	7.204964E-002
		0.60	0.20	3.557889E-002
			0.40	5.883252E-002
			0.70	8.188701E-002
			1.00	9.354390E-002
			1.20	0.1090222
		1.00	0.20	6.115000E-002
			0.40	9.919384E-002
			0.70	0.1318357
			1.00	0.1424082
			1.20	0.1624355
2.00	0.30	0.20	0.20	0.1473586
			0.40	0.2228069
			0.70	0.4559608
			1.00	0.6279278
			1.20	0.7568070
		0.60	0.20	0.3277646
			0.40	0.5218332
			0.70	0.7588336
			1.00	0.8706673
			1.20	1.0133180
		1.00	0.20	0.5590016
			0.40	0.8946121
			0.70	1.206218
			1.00	1.304731
			1.20	1.487530
2.00	0.50	0.20	0.20	0.4899311
			0.40	0.9983686
			0.70	20.1142500
			1.00	4.6625640
			1.20	4.1047940
		0.60	0.20	1.3133790
			0.40	2.5505180
			0.70	24.0429600
			1.00	3.5396140
			1.20	3.0371060
		1.00	0.20	1.6283290
			0.40	2.6755340
			0.70	4.1365900
			1.00	3.6531310
			1.20	4.2252900

TABLA 3.3 RESULTADOS OBTENIDOS PARA APÉNDICES DEFORMABLES (Tp= 2.0seg)

PERIODO DEL SISTEMA PRINCIPAL (Tp)	PERIODO DEL APÉNDICE (Ta)	NIVEL h/Ht	FACTOR DE INTENSIDAD	DEFORMACIÓN DEL APÉNDICE (cm)
3.00	0.010	0.20	0.20	1.135967E-004
			0.40	2.271935E-004
			0.70	3.975792E-004
			1.00	5.678551E-004
			1.20	6.789871E-004
		0.60	0.20	1.555039E-004
			0.40	3.110075E-004
			0.70	5.442891E-004
			1.00	7.772089E-004
			1.20	9.175484E-004
		1.00	0.20	2.107165E-004
			0.40	4.214329E-004
			0.70	7.363015E-004
			1.00	1.050612E-003
			1.20	1.245510E-003
3.00	0.10	0.20	0.20	1.146058E-002
			0.40	2.292122E-002
			0.70	4.011213E-002
			1.00	5.729280E-002
			1.20	6.851492E-002
		0.60	0.20	1.562379E-002
			0.40	3.124756E-002
			0.70	5.468266E-002
			1.00	7.808541E-002
			1.20	9.241933E-002
		1.00	0.20	2.113528E-002
			0.40	4.227057E-002
			0.70	7.397483E-002
			1.00	0.1056482
			1.20	0.1248674
3.00	0.30	0.20	0.20	0.1096537
			0.40	0.2193082
			0.70	0.3837888
			1.00	0.5481896
			1.20	0.6554614
		0.60	0.20	0.1457477
			0.40	0.2914955
			0.70	0.5101177
			1.00	0.7284400
			1.20	0.8621247
		1.00	0.20	0.1945072
			0.40	0.3890145
			0.70	0.6807771
			1.00	0.9722367
			1.20	1.1490310
3.00	0.50	0.20	0.20	0.5081889
			0.40	1.0163810
			0.70	1.7786660
			1.00	2.5416370
			1.20	3.004355
		0.60	0.20	0.4894724
			0.40	0.9789253
			0.70	1.7131450
			1.00	2.4467890
			1.20	2.8952180
		1.00	0.20	0.5776061
			0.40	1.1552130
			0.70	2.0216310
			1.00	2.8870810
			1.20	3.4120570

TABLA 3.4 RESULTADOS OBTENIDOS PARA APÉNDICES DEFORMABLES (Tp= 3.0seg)

EQUIPO	COEFICIENTE SÍSMICO ESPERADO \bar{C}_r
DEBIL	0.10
INTERMEDIO	0.50
MUY RESISTENTE	1.00

TABLA 5.1 COEFICIENTES SÍSMICOS ESPERADOS PARA LOS EQUIPOS

PERIODO (T_a)	COEFICIENTE SÍSMICO ESPERADO (\bar{C}_r)	DEFORMACIÓN MEDIA DE FALLA (δ_r) (cm)
0.010	0.10	2.485E-004
	0.50	1.242E-003
	1.00	2.485E-003
0.10	0.10	2.485E-002
	0.50	0.124
	1.00	0.249
0.30	0.10	0.224
	0.50	1.118
	1.00	2.236
0.50	0.10	0.621
	0.50	3.106
	1.00	6.212

TABLA 5.2 DEFORMACIONES MEDIAS DE FALLA EN EQUIPOS

RELACIÓN b/h	ACELERACIÓN MEDIA DE FALLA \bar{Y}_r
PEQUEÑA	0.20g
INTERMEDIA	0.50g
ALTA	0.80g

TABLA 5.3 ACCELERACIÓN MEDIA DE FALLA PARA DIFERENTES RELACIONES DE b/h

SISTEMA PRINCIPAL		ACELERACION (cm/seg ²)				
PERIODO T_p	NIVEL (h/Ht)	Factor de intensidad				
		0.20	0.40	0.70	1.00	1.20
0.50	0.20	40.89196	81.78391	143.1218	204.4598	245.2514
	0.60	51.61199	103.2240	180.6420	258.0600	309.6538
	1.00	69.82819	139.6564	244.3987	349.1410	418.9434
1.00	0.20	41.38063	82.76125	144.8322	206.8085	251.9062
	0.60	55.14148	110.2830	192.9952	275.7014	358.7084
	1.00	77.58188	155.1638	271.5366	387.9093	524.0022
2.00	0.20	56.24001	103.2149	166.6459	223.5207	267.0662
	0.60	140.1268	231.6654	321.7120	366.8981	426.9714
	1.00	241.2679	391.3956	523.0728	570.2119	654.0179
3.00	0.20	44.96732	89.93465	157.3856	224.7823	268.4164
	0.60	61.66868	123.3374	215.8404	308.1968	364.7650
	1.00	83.85931	167.7186	293.5076	419.1455	495.8711

TABLA 5.4 ACCELERACIONES MÁXIMAS EN CADA NIVEL DEL SISTEMA PRINCIPAL

PERIODO Tp (seg)	PERIODO Ta (seg)	UBICACION h/Ht	MONTO DE DAÑOS		
			RESISTENCIA DEL EQUIPO		
			1	2	3
0.50	0.010	0.20	0.005115	0.000000	0.000000
		0.60	0.009715	0.000002	0.000000
		1.00	0.022228	0.000017	0.000000
	0.10	0.20	0.008564	0.000001	0.000000
		0.60	0.011794	0.000003	0.000000
		1.00	0.019609	0.000014	0.000000
	0.30	0.20	0.004482	0.000000	0.000000
		0.60	0.020735	0.000013	0.000000
		1.00	0.038662	0.000089	0.000000
	0.50	0.20	0.010349	0.000002	0.000000
		0.60	0.065724	0.000282	0.000003
		1.00	0.162056	0.002343	0.000077
1.00	0.010	0.20	0.005134	0.000000	0.000000
		0.60	0.014311	0.000005	0.000000
		1.00	0.029206	0.000039	0.000000
	0.10	0.20	0.004529	0.000000	0.000000
		0.60	0.012217	0.000004	0.000000
		1.00	0.026201	0.000032	0.000000
	0.30	0.20	0.025494	0.000020	0.000000
		0.60	0.016737	0.000008	0.000000
		1.00	0.042837	0.000114	0.000001
	0.50	0.20	0.381139	0.059471	0.009539
		0.60	0.389369	0.192887	0.048886
		1.00	0.389483	0.247958	0.076075
2.00	0.010	0.20	0.008097	0.000001	0.000000
		0.60	0.061271	0.000134	0.000001
		1.00	0.184067	0.001919	0.000038
	0.10	0.20	0.006526	0.000001	0.000000
		0.60	0.052280	0.000101	0.000000
		1.00	0.163359	0.001513	0.000027
	0.30	0.20	0.011275	0.000003	0.000000
		0.60	0.068186	0.000170	0.000001
		1.00	0.177394	0.001803	0.000036
	0.50	0.20	0.015868	0.000016	0.000000
		0.60	0.147991	0.002184	0.000075
		1.00	0.078123	0.000433	0.000005
3.00	0.010	0.20	0.005945	0.000000	0.000000
		0.60	0.015089	0.000006	0.000000
		1.00	0.033513	0.000051	0.000000
	0.10	0.20	0.005327	0.000000	0.000000
		0.60	0.014204	0.000005	0.000000
		1.00	0.033934	0.000053	0.000000
	0.30	0.20	0.007253	0.000001	0.000000
		0.60	0.017846	0.000009	0.000000
		1.00	0.030486	0.000044	0.000000
	0.50	0.20	0.027885	0.000033	0.000000
		0.60	0.027340	0.000030	0.000000
		1.00	0.038366	0.000076	0.000000

Tp= Período del sistema principal.

Ta= Período de vibración del contenido.

h/Ht= Relación del nivel de ubicación del contenido a la altura total del sistema principal.

RESISTENCIA TIPO 1: Equipo Débil con Coeficiente Sísmico de Falla Cf=0.10

RESISTENCIA TIPO 2: Equipo Intermedio con Coeficiente Sísmico de Falla Cf=0.50

RESISTENCIA TIPO 3: Equipo Muy Resistente con Coeficiente Sísmico de Falla Cf=1.0

La resistencia está expresada como: $R = Cf(Ta/2\pi)^g$

**TABLA 6.1 MONTO DE DAÑOS PARA CONTENIDOS DEFORMABLES DE EDIFICIOS
UBICADOS EN TERRENO FIRME DEL DISTRITO FEDERAL**

PERIODO Tp (seg)	PERIODO Ta (seg)	UBICACION h/Ht	MONTO DE DAÑOS		
			RESISTENCIA DEL EQUIPO		
			1	2	3
0.50	0.010	0.20	0.074228	0.000402	0.000003
		0.60	0.105843	0.001330	0.000019
		1.00	0.169207	0.004618	0.000158
	0.10	0.20	0.099409	0.001389	0.000022
		0.60	0.118498	0.002158	0.000046
		1.00	0.158452	0.005072	0.000217
	0.30	0.20	0.070359	0.000499	0.000004
		0.60	0.162106	0.003665	0.000102
		1.00	0.234056	0.012136	0.001092
	0.50	0.20	0.110501	0.001938	0.000041
		0.60	0.313852	0.018852	0.002049
		1.00	0.490653	0.051529	0.010927
1.00	0.010	0.20	0.074761	0.000466	0.000003
		0.60	0.131260	0.002221	0.000043
		1.00	0.198695	0.007726	0.000432
	0.10	0.20	0.071046	0.000577	0.000005
		0.60	0.120877	0.002293	0.000051
		1.00	0.187242	0.007660	0.000466
	0.30	0.20	0.182034	0.004274	0.000123
		0.60	0.144392	0.003613	0.000115
		1.00	0.248085	0.013531	0.001317
	0.50	0.20	0.632892	0.297213	0.105709
		0.60	0.633707	0.526143	0.266417
		1.00	0.633711	0.575167	0.340167
2.00	0.010	0.20	0.095413	0.000894	0.000009
		0.60	0.296655	0.008483	0.000272
		1.00	0.510341	0.037409	0.003036
	0.10	0.20	0.085940	0.000954	0.000012
		0.60	0.272468	0.007965	0.000273
		1.00	0.486260	0.033918	0.002860
	0.30	0.20	0.115342	0.001860	0.000036
		0.60	0.314555	0.009667	0.000344
		1.00	0.503199	0.036932	0.003227
	0.50	0.20	0.142924	0.030047	0.024654
		0.60	0.473525	0.053718	0.024155
		1.00	0.344655	0.023251	0.003012
3.00	0.010	0.20	0.081285	0.000688	0.000007
		0.60	0.135751	0.002788	0.000068
		1.00	0.214440	0.008154	0.000437
	0.10	0.20	0.077267	0.000725	0.000008
		0.60	0.131515	0.002825	0.000072
		1.00	0.215967	0.008258	0.000446
	0.30	0.20	0.090573	0.000968	0.000012
		0.60	0.149122	0.003294	0.000090
		1.00	0.203814	0.008367	0.000522
	0.50	0.20	0.193387	0.007057	0.000371
		0.60	0.190871	0.006383	0.000296
		1.00	0.232185	0.010350	0.000726

Tp= Período del sistema principal.

Ta= Período de vibración del contenido.

h/Ht= Relación del nivel de ubicación del contenido a la altura total del sistema principal.

RESISTENCIA TIPO 1 : Equipo Débil con Coeficiente Sísmico de Falla Cf=0.10

RESISTENCIA TIPO 2 : Equipo Intermedio con Coeficiente Sísmico de Falla Cf=0.50

RESISTENCIA TIPO 3 : Equipo Muy Resistente con Coeficiente Sísmico de Falla Cf=1.0

La resistencia está expresada como: $R = Cf(Ta/2\pi)^g$

**TABLA 6.2 MONTO DE DAÑOS PARA CONTENIDOS DEFORMABLES DE EDIFICIOS
UBICADOS EN TERRENO BLANDO DEL DISTRITO FEDERAL**

PERIODO Tp (seg)	PERIODO Ta (seg)	UBICACION h/Ht	MONTO DE DAÑOS		
			RESISTENCIA DEL EQUIPO		
			1	2	3
0.50	0.010	0.20	0.162141	0.001042	0.000014
		0.60	0.238257	0.003047	0.000086
		1.00	0.373653	0.009142	0.000528
	0.10	0.20	0.223163	0.003311	0.000120
		0.60	0.268024	0.004770	0.000211
		1.00	0.354643	0.010110	0.000826
	0.30	0.20	0.152292	0.001418	0.000031
		0.60	0.359236	0.007339	0.000333
		1.00	0.481822	0.022477	0.002988
	0.50	0.20	0.249629	0.004427	0.000210
		0.60	0.566908	0.035235	0.004628
		1.00	0.656645	0.106281	0.020370
1.00	0.010	0.20	0.163322	0.001230	0.000019
		0.60	0.295865	0.004707	0.000164
		1.00	0.427062	0.014717	0.001339
	0.10	0.20	0.153859	0.001652	0.000041
		0.60	0.273489	0.005030	0.000232
		1.00	0.408939	0.014621	0.001543
	0.30	0.20	0.394933	0.008355	0.000357
		0.60	0.325144	0.007451	0.000456
		1.00	0.500174	0.024992	0.003447
	0.50	0.20	0.672976	0.552133	0.238320
		0.60	0.672979	0.663707	0.520088
		1.00	0.672979	0.670168	0.588745
2.00	0.010	0.20	0.213395	0.002113	0.000044
		0.60	0.540502	0.016098	0.000558
		1.00	0.656956	0.078235	0.005715
	0.10	0.20	0.190464	0.002446	0.000075
		0.60	0.517744	0.015065	0.000593
		1.00	0.651167	0.069728	0.005404
	0.30	0.20	0.260603	0.004154	0.000162
		0.60	0.556779	0.018407	0.000695
		1.00	0.655551	0.076775	0.006083
	0.50	0.20	0.324764	0.051597	0.041436
		0.60	0.633514	0.108909	0.041160
		1.00	0.591364	0.043834	0.006446
3.00	0.010	0.20	0.179150	0.001783	0.000039
		0.60	0.306181	0.005864	0.000269
		1.00	0.450538	0.015456	0.001249
	0.10	0.20	0.169161	0.001975	0.000054
		0.60	0.297314	0.006007	0.000308
		1.00	0.452799	0.015643	0.001267
	0.30	0.20	0.201779	0.002399	0.000067
		0.60	0.334031	0.006742	0.000323
		1.00	0.435745	0.015847	0.001589
	0.50	0.20	0.418016	0.013534	0.001169
		0.60	0.413009	0.012315	0.000925
		1.00	0.477206	0.019376	0.001995

Tp= Período del sistema principal.

Ta= Período de vibración del contenido.

h/Ht= Relación del nivel de ubicación del contenido a la altura total del sistema principal.

RESISTENCIA TIPO 1 : Equipo Débil con Coeficiente Sísmico de Falla Cf=0.10

RESISTENCIA TIPO 2 : Equipo Intermedio con Coeficiente Sísmico de Falla Cf=0.50

RESISTENCIA TIPO 3 : Equipo Muy Resistente con Coeficiente Sísmico de Falla Cf=1.0

La resistencia está expresada como: $R = Cf(Ta/2\pi)^2g$

TABLA 6.3 MONTO DE DAÑOS PARA CONTENIDOS DEFORMABLES DE EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO FIRME DE ACAPULCO.

PERIODO Tp (seg)	PERIODO Ta (seg)	UBICACION h/Ht	MONTO DE DAÑOS		
			RESISTENCIA DEL EQUIPO		
			1	2	3
0.50	0.010	0.20	0.052972	0.000148	0.000001
		0.60	0.083864	0.000508	0.000007
		1.00	0.153981	0.001913	0.000056
	0.10	0.20	0.076930	0.000523	0.000008
		0.60	0.096916	0.000834	0.000016
		1.00	0.141157	0.002059	0.000076
	0.30	0.20	0.048938	0.000181	0.000001
		0.60	0.145971	0.001510	0.000036
		1.00	0.230450	0.005442	0.000396
	0.50	0.20	0.088290	0.000738	0.000014
		0.60	0.324947	0.009330	0.000783
		1.00	0.513438	0.032395	0.004868
1.00	0.010	0.20	0.053301	0.000171	0.000001
		0.60	0.111165	0.000880	0.000015
		1.00	0.188378	0.003313	0.000155
	0.10	0.20	0.049438	0.000209	0.000002
		0.60	0.099455	0.000889	0.000018
		1.00	0.174654	0.003231	0.000165
	0.30	0.20	0.169295	0.001813	0.000044
		0.60	0.125353	0.001442	0.000040
		1.00	0.247254	0.006179	0.000481
	0.50	0.20	0.622974	0.305538	0.083274
		0.60	0.623248	0.545587	0.269148
		1.00	0.623249	0.585997	0.355354
2.00	0.010	0.20	0.073378	0.000338	0.000003
		0.60	0.304374	0.004200	0.000109
		1.00	0.529086	0.024191	0.001448
	0.10	0.20	0.063504	0.000352	0.000004
		0.60	0.276257	0.003811	0.000106
		1.00	0.506979	0.021074	0.001313
	0.30	0.20	0.093659	0.000717	0.000012
		0.60	0.324960	0.004878	0.000139
		1.00	0.522741	0.023541	0.001516
	0.50	0.20	0.122274	0.013821	0.010687
		0.60	0.497748	0.032916	0.010656
		1.00	0.360384	0.011964	0.001175
3.00	0.010	0.20	0.059252	0.000254	0.000002
		0.60	0.115890	0.001105	0.000024
		1.00	0.207227	0.003574	0.000158
	0.10	0.20	0.055199	0.000265	0.000003
		0.60	0.111051	0.001110	0.000025
		1.00	0.209048	0.003627	0.000161
	0.30	0.20	0.068208	0.000361	0.000004
		0.60	0.130983	0.001330	0.000032
		1.00	0.194416	0.003607	0.000187
	0.50	0.20	0.182118	0.003002	0.000132
		0.60	0.179247	0.002710	0.000106
		1.00	0.228318	0.004626	0.000264

Tp= Período del sistema principal.

Ta= Período de vibración del contenido.

h/Ht= Relación del nivel de ubicación del contenido a la altura total del sistema principal.

RESISTENCIA TIPO 1 : Equipo Débil con Coeficiente Sísmico de Falla Cf=0.10

RESISTENCIA TIPO 2 : Equipo Intermedio con Coeficiente Sísmico de Falla Cf=0.50

RESISTENCIA TIPO 3 : Equipo Muy Resistente con Coeficiente Sísmico de Falla Cf=1.0

La resistencia está expresada como: $R = Cf(Ta/2)^{\gamma}g$

**TABLA 6.4 MONTO DE DAÑOS PARA CONTENIDOS DEFORMABLES DE EDIFICIOS
UBICADOS EN TERRENO FIRME DE GUADALAJARA.**

PERIODO Tp (seg)	UBICACION h/Ht	MONTO DE DAÑOS			
		RESISTENCIA DEL EQUIPO			
		1	2	3	4
0.50	0.20	0.000000	0.000182	0.000000	0.000000
	0.60	0.000000	0.000496	0.000001	0.000000
	1.00	0.000002	0.001785	0.000010	0.000000
1.00	0.20	0.000000	0.000198	0.000000	0.000000
	0.60	0.000000	0.000764	0.000002	0.000000
	1.00	0.000006	0.002692	0.000024	0.000001
2.00	0.20	0.000000	0.000458	0.000001	0.000000
	0.60	0.000045	0.009271	0.000145	0.000005
	1.00	0.001033	0.049142	0.002381	0.000219
3.00	0.20	0.000000	0.000274	0.000000	0.000000
	0.60	0.000001	0.000954	0.000003	0.000000
	1.00	0.000009	0.003298	0.000033	0.000001

TABLA 6.5 MONTO DE DAÑOS PARA CONTENIDOS NO DEFORMABLES DE EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO FIRME DEL DISTRITO FEDERAL

PERIODO Tp (seg)	UBICACION h/Ht	MONTO DE DAÑOS			
		RESISTENCIA DEL EQUIPO			
		1	2	3	4
0.50	0.20	0.000145	0.014966	0.000423	0.000020
	0.60	0.000566	0.024794	0.001359	0.000108
	1.00	0.002258	0.045239	0.004455	0.000615
1.00	0.20	0.000165	0.015656	0.000471	0.000023
	0.60	0.000968	0.030527	0.002146	0.000213
	1.00	0.004093	0.056046	0.007276	0.001362
2.00	0.20	0.000259	0.021584	0.000721	0.000038
	0.60	0.004130	0.098360	0.008580	0.001020
	1.00	0.024858	0.258883	0.041744	0.009202
3.00	0.20	0.000258	0.018481	0.000693	0.000040
	0.60	0.001299	0.034039	0.002749	0.000311
	1.00	0.004327	0.061231	0.007763	0.001415

Tp= Período del sistema principal.

h/Ht= Relación del nivel de ubicación del contenido a la altura total del sistema principal.

RESISTENCIA TIPO 1: Falla por Deslizamiento $A_{máx}=0.60g$.

RESISTENCIA TIPO 2: Falla por Volteamiento Equipo Débil $A_{máx}= 20^{\circ}eg$.

RESISTENCIA TIPO 3: Falla por Volteamiento Equipo Intermedio $A_{máx}= 50^{\circ}eg$.

RESISTENCIA TIPO 4: Falla por Volteamiento Equipo Resistente $A_{máx}= 80^{\circ}eg$.

La resistencia del equipo ($A_{máx}$) es el porcentaje de la aceleración de la gravedad (g) a la que ocurre su falla.

TABLA 6.6 MONTO DE DAÑOS PARA CONTENIDOS NO DEFORMABLES DE EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO BLANDO DEL DISTRITO FEDERAL

PERIODO Tp (seg)	UBICACION h/Ht	MONTO DE DAÑOS			
		RESISTENCIA DEL EQUIPO			
		1	2	3	4
0.50	0.20	0.000517	0.027924	0.001229	0.000104
	0.60	0.001691	0.046931	0.003370	0.000474
	1.00	0.005141	0.091514	0.009052	0.001855
1.00	0.20	0.000579	0.029211	0.001352	0.000120
	0.60	0.002636	0.058734	0.004940	0.000835
	1.00	0.008569	0.116570	0.013980	0.003651
2.00	0.20	0.000703	0.041237	0.001709	0.000135
	0.60	0.007803	0.219394	0.016311	0.001971
	1.00	0.050642	0.493541	0.088450	0.017777
3.00	0.20	0.000862	0.034553	0.001896	0.000199
	0.60	0.003373	0.066163	0.006096	0.001152
	1.00	0.008867	0.129474	0.014800	0.003594

TABLA 6.7 MONTO DE DAÑOS PARA CONTENIDOS NO DEFORMABLES DE EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO FIRME DE ACAPULCO.

PERIODO Tp (seg)	UBICACION h/Ht	MONTO DE DAÑOS			
		RESISTENCIA DEL EQUIPO			
		1	2	3	4
0.50	0.20	0.000051	0.007162	0.000153	0.000007
	0.60	0.000203	0.012928	0.000504	0.000038
	1.00	0.000857	0.027387	0.001782	0.000220
1.00	0.20	0.000058	0.007540	0.000170	0.000008
	0.60	0.000352	0.016646	0.000812	0.000074
	1.00	0.001591	0.035816	0.003003	0.000494
2.00	0.20	0.000095	0.011328	0.000273	0.000013
	0.60	0.001929	0.078493	0.004298	0.000435
	1.00	0.015133	0.260514	0.027882	0.004918
3.00	0.20	0.000091	0.009133	0.000253	0.000014
	0.60	0.000476	0.019017	0.001051	0.000109
	1.00	0.001717	0.040432	0.003279	0.000521

Tp= Período del sistema principal.

h/Ht= Relación del nivel de ubicación del contenido a la altura total del sistema principal.

RESISTENCIA TIPO 1: Falla por Deslizamiento Amáx=0.60g.

RESISTENCIA TIPO 2: Falla por Volteamiento Equipo Débil Amáx= 20%g.

RESISTENCIA TIPO 3: Falla por Volteamiento Equipo Intermedio Amáx= 50%g.

RESISTENCIA TIPO 4: Falla por Volteamiento Equipo Resistente Amáx= 80%g.

La resistencia del equipo (Amáx) es el porcentaje de la aceleración de la gravedad (g) a la que ocurre su falla.

TABLA 6.8 MONTO DE DAÑOS PARA CONTENIDOS NO DEFORMABLES DE EDIFICIOS UBICADOS EN TERRENO FIRME DE GUADALAJARA.

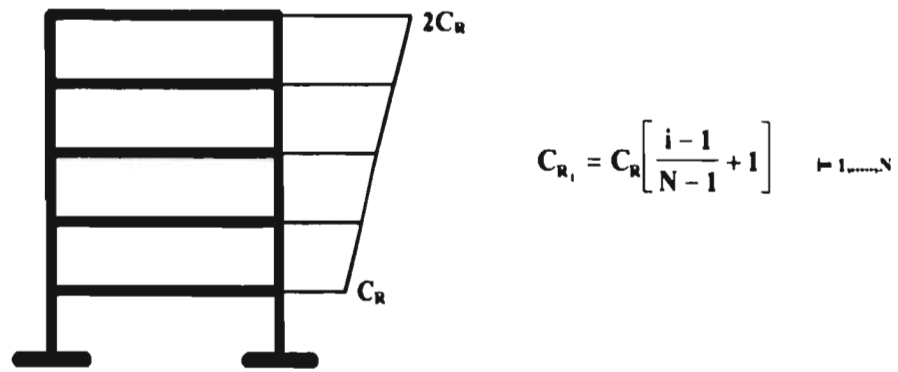


FIGURA 2.1 VARIACIÓN DE C_R CON LA ALTURA

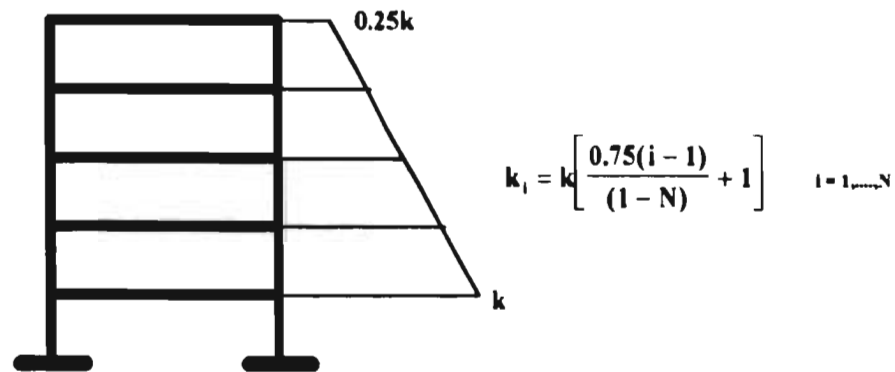


FIGURA 2.2 VARIACIÓN DE LA RIGIDEZ DE ENTREPISO CON LA ALTURA

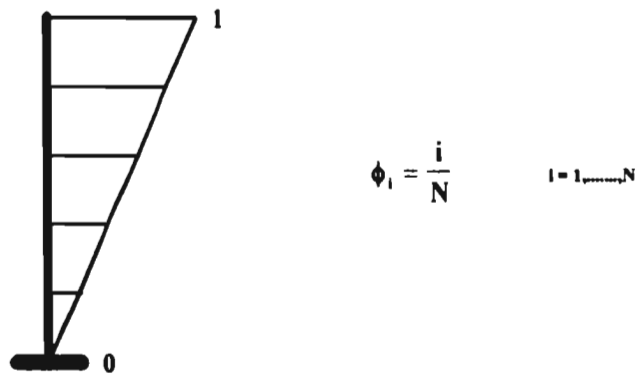
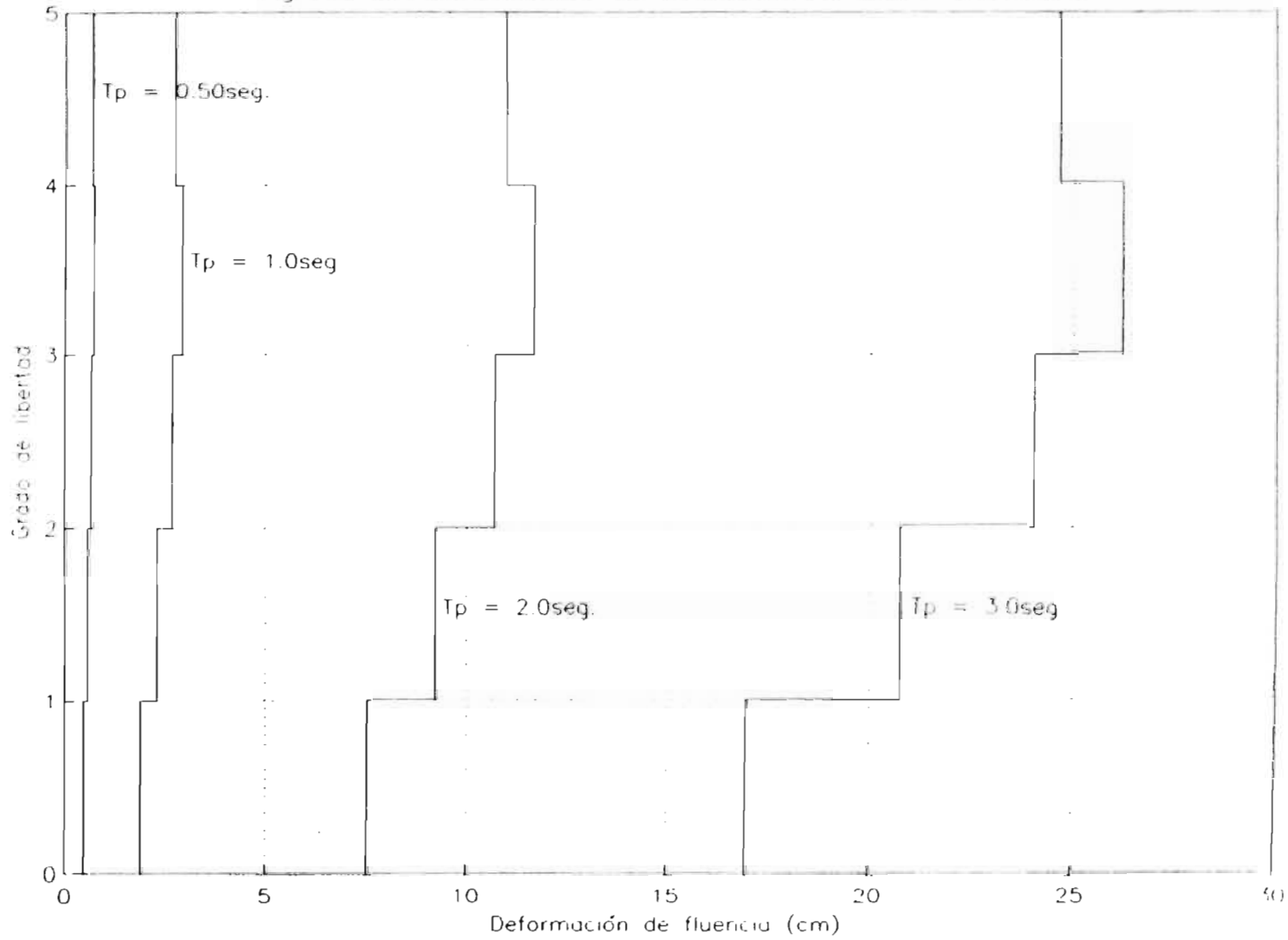


FIGURA 2.3 CONFIGURACIÓN DEL MODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN

Fig 2.4 DEFORMACIONES DE FLUENCIA EN CADA SEGMENTO



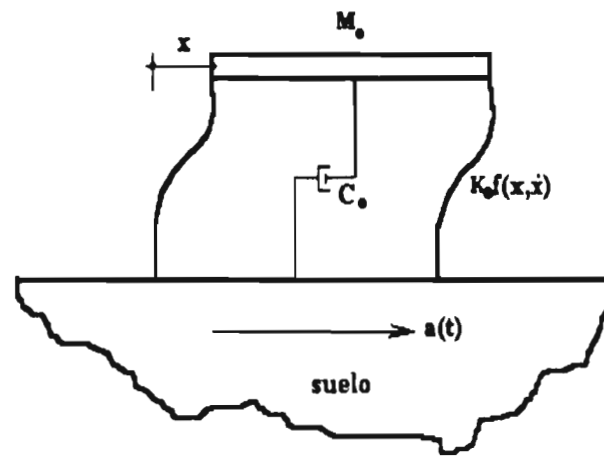


FIGURA 2.5 MODELO DE UN GRADO DE LIBERTAD

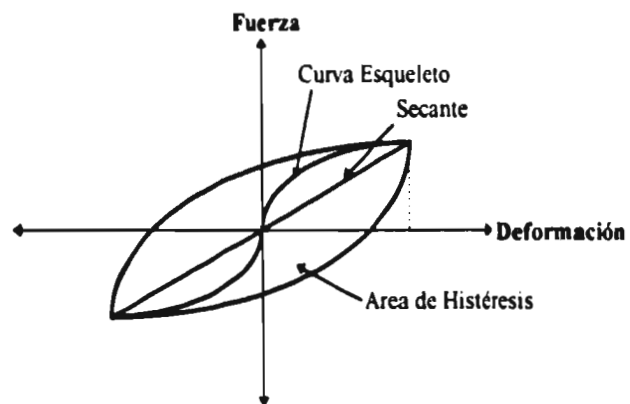


FIGURA 2.6 CURVAS ESTÁTICAS FUERZA-DEFORMACIÓN

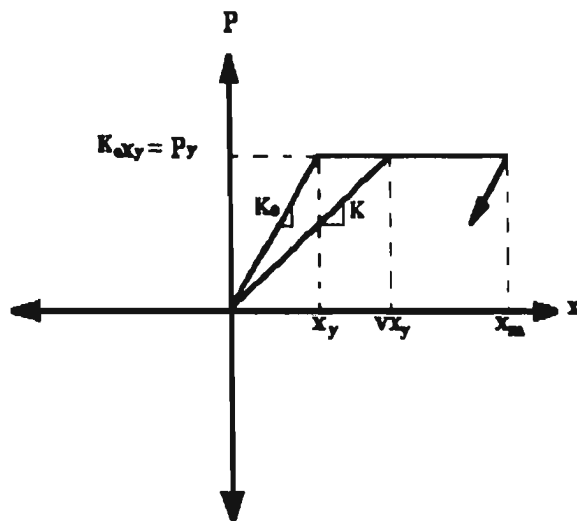


FIGURA 2.7 SISTEMA ELASTOPLÁSTICO

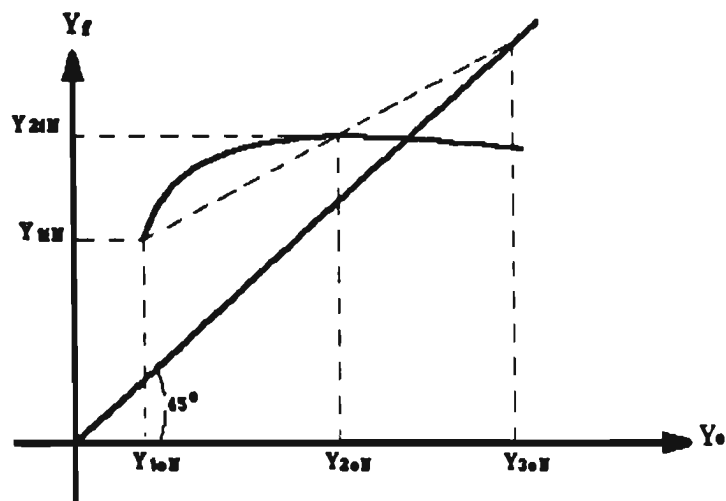


FIGURA 2.8 MÉTODO DE APROXIMACIONES SUCESIVAS

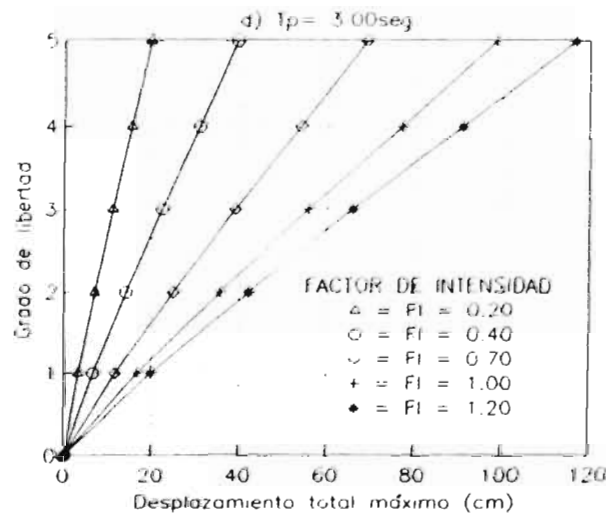
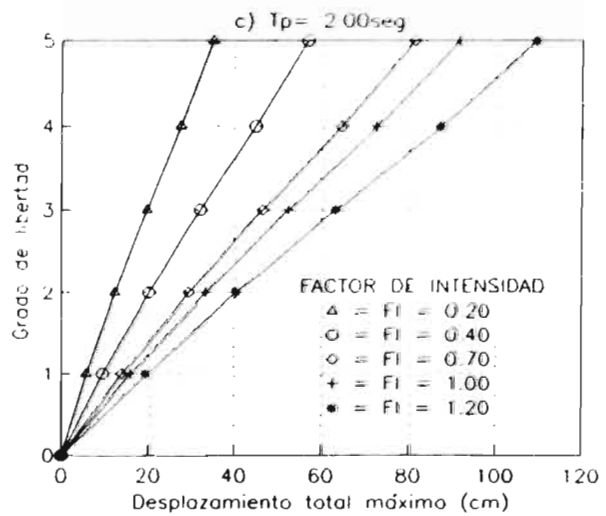
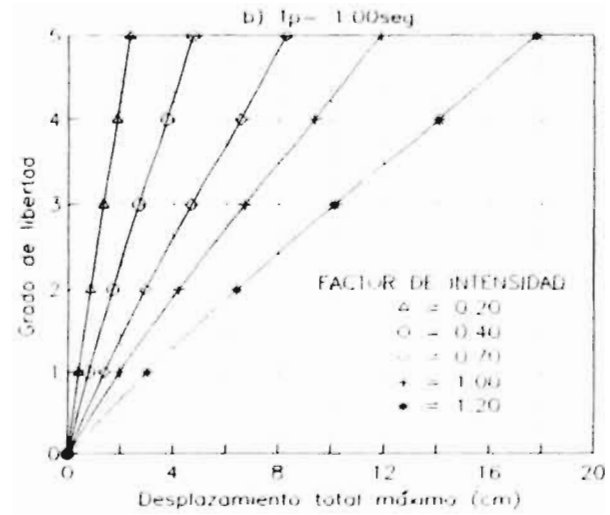
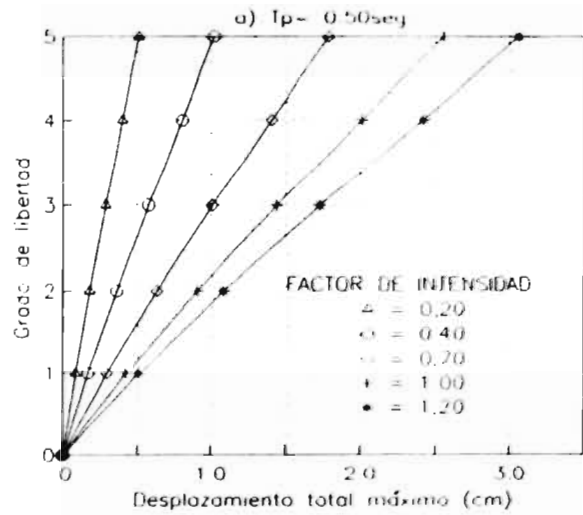


FIGURA 2.9 DESPLAZAMIENTO TOTAL MAXIMO EN CADA GRADO DE LIBERTAD

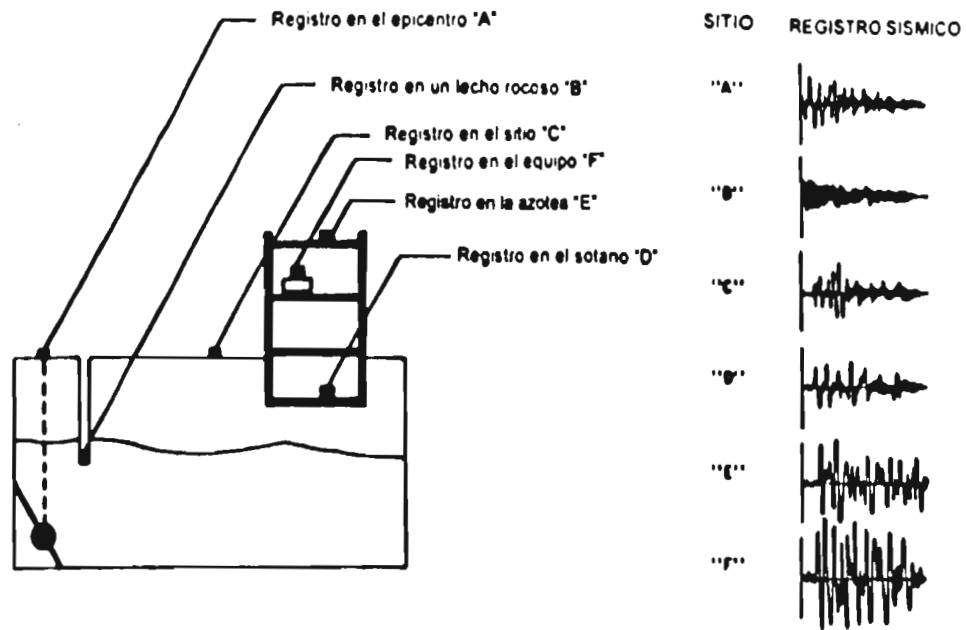


Figura 3.1 Varios registros para un solo evento

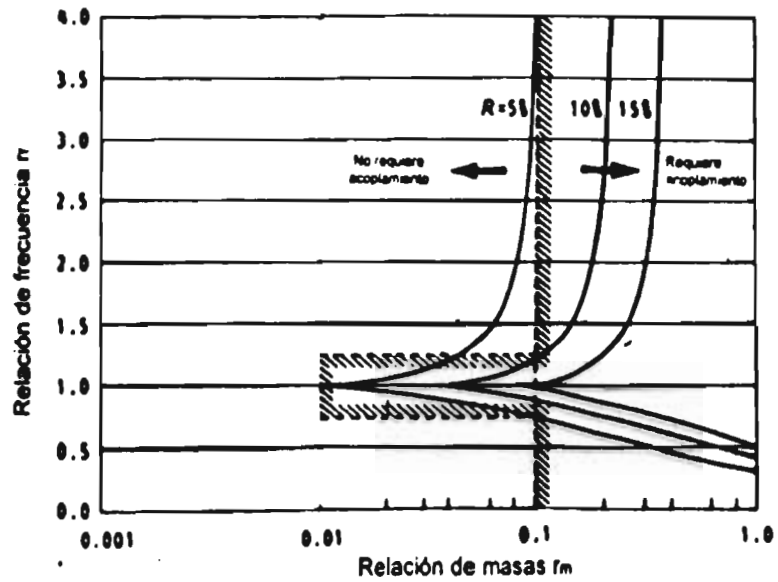


Figura 3.2 Relación de frecuencias vs. relación de masas para un sistema dos grados de libertad (Gupta y Tembulkar, 1984).

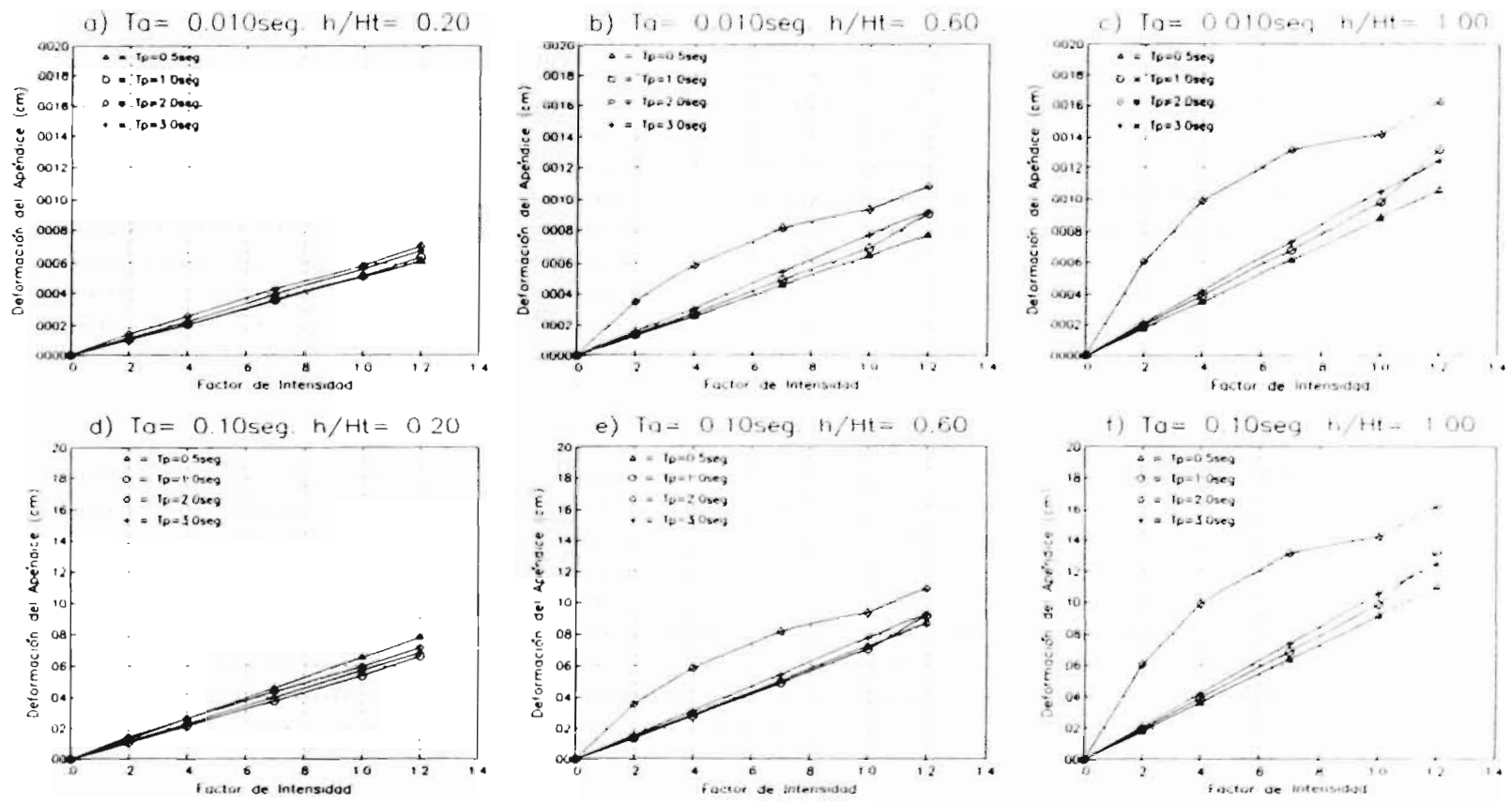


FIGURA 3.3 DEFORMACION DEL APENDICE VS. FACTOR DE INTENSIDAD

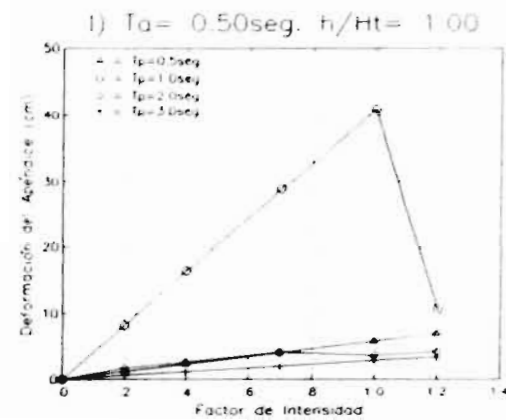
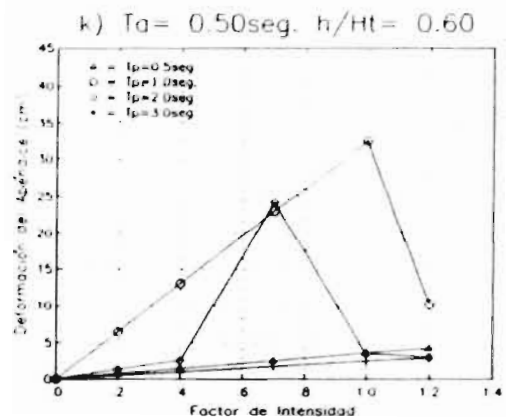
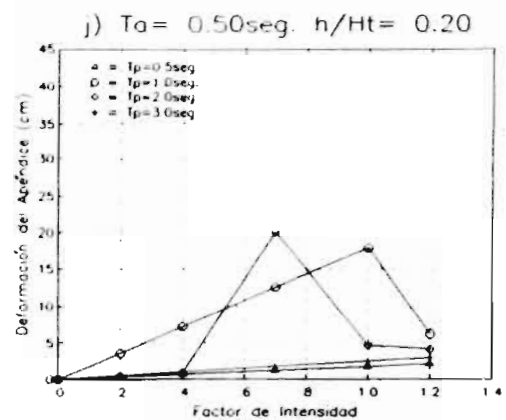
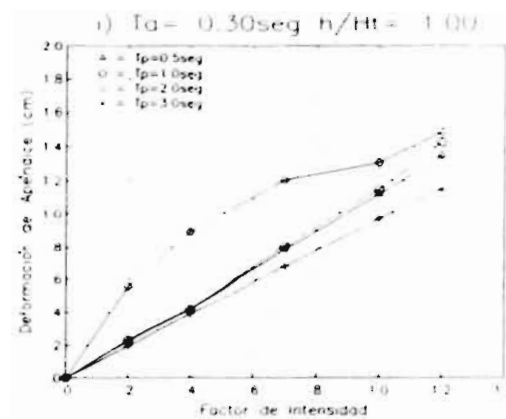
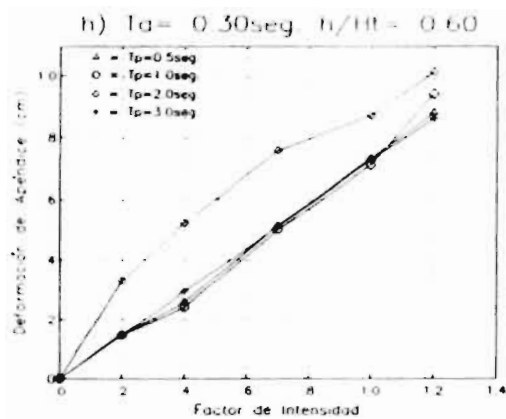
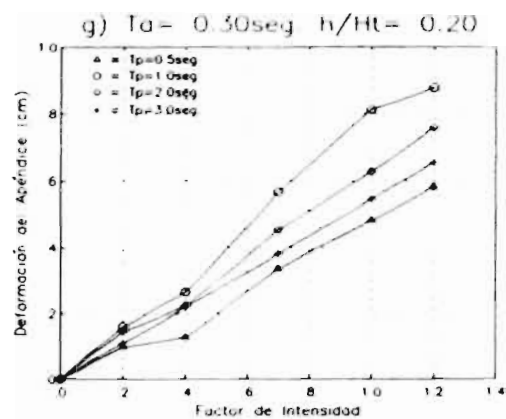


FIGURA 3.3 DEFORMACION DEL APENDICE VS. FACTOR DE INTENSIDAD

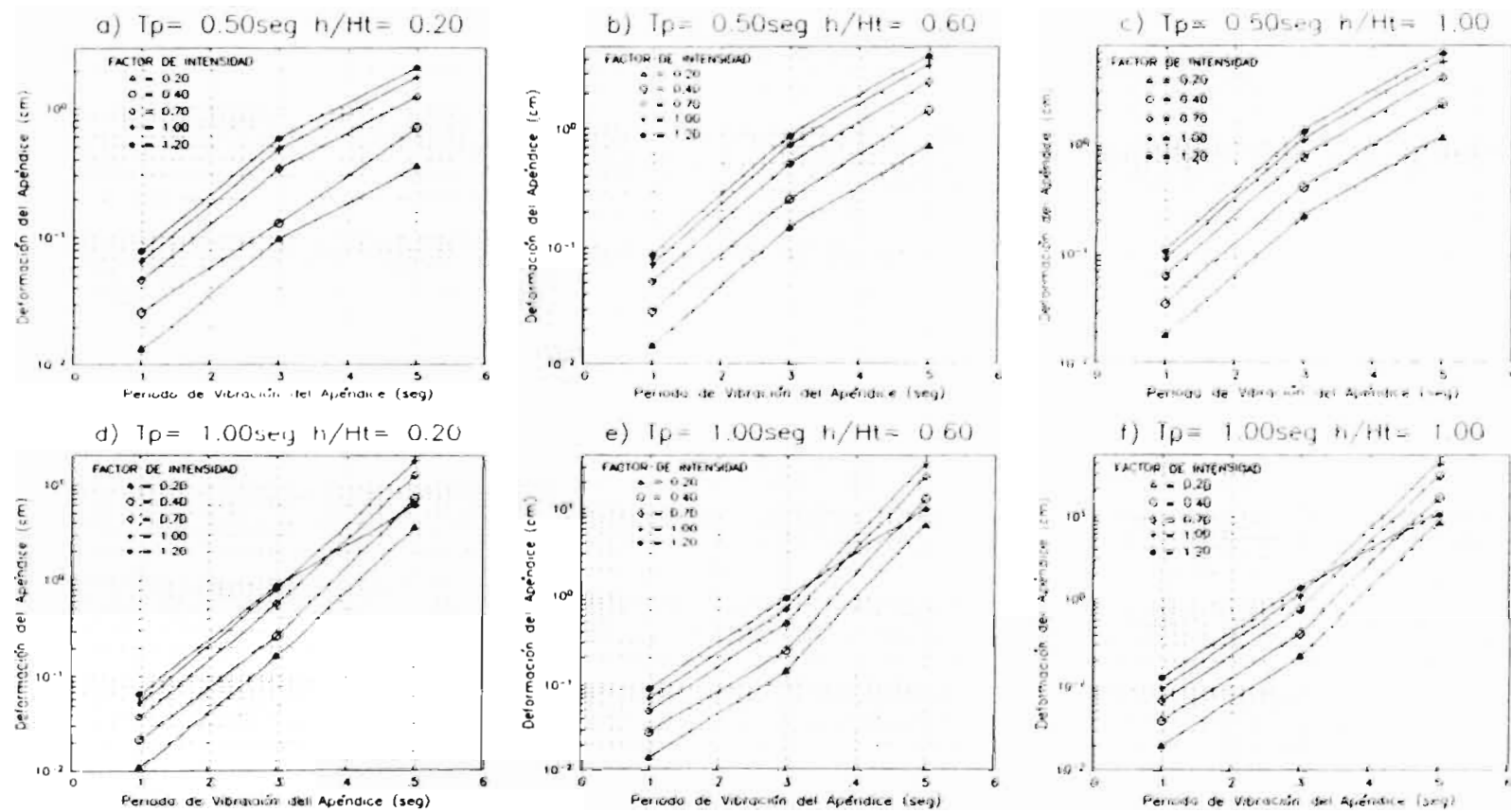


FIGURA 3.4 PERIODO DEL APÉNDICE VS. DEFORMACIÓN DEL APÉNDICE

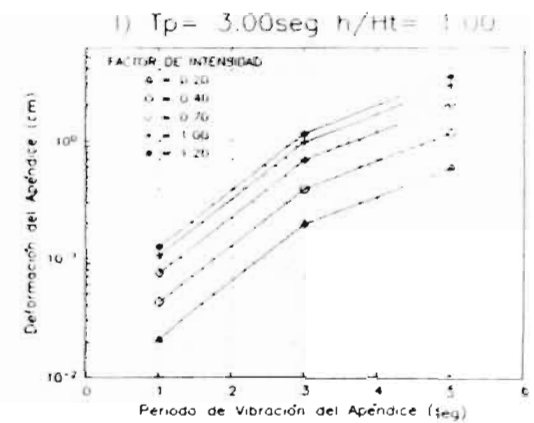
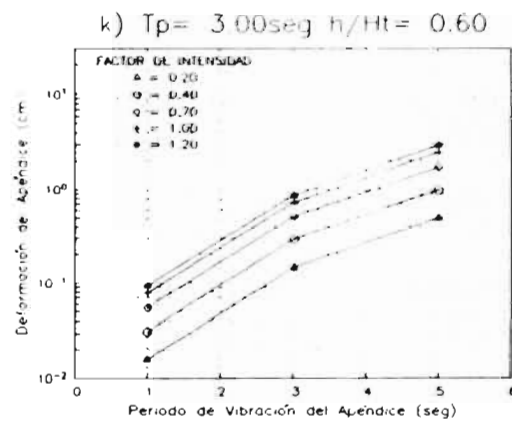
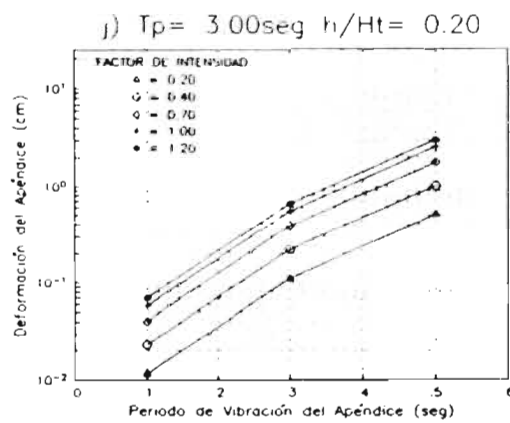
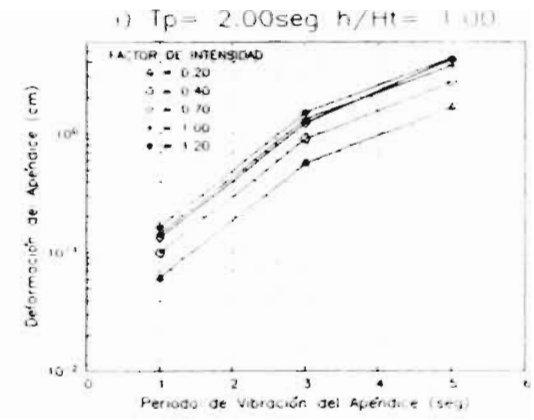
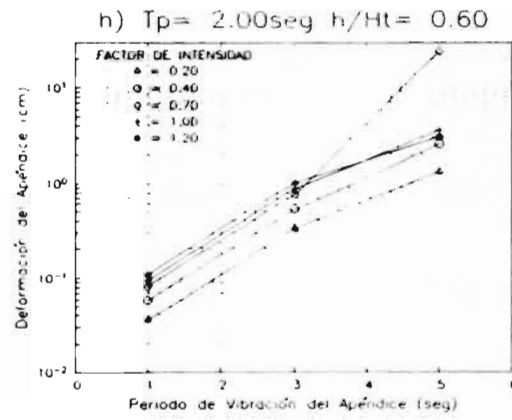
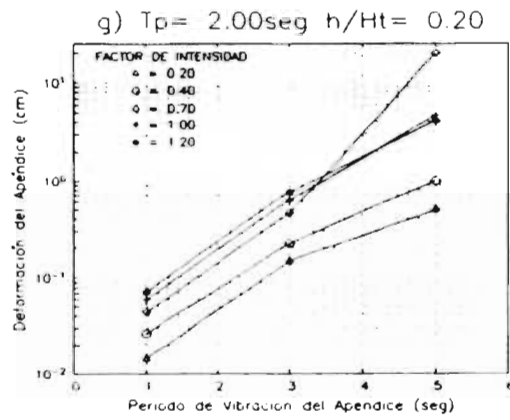


FIGURA 3.4 PERIODO DEL APENDICE VS. DEFORMACION DEL APENDICE

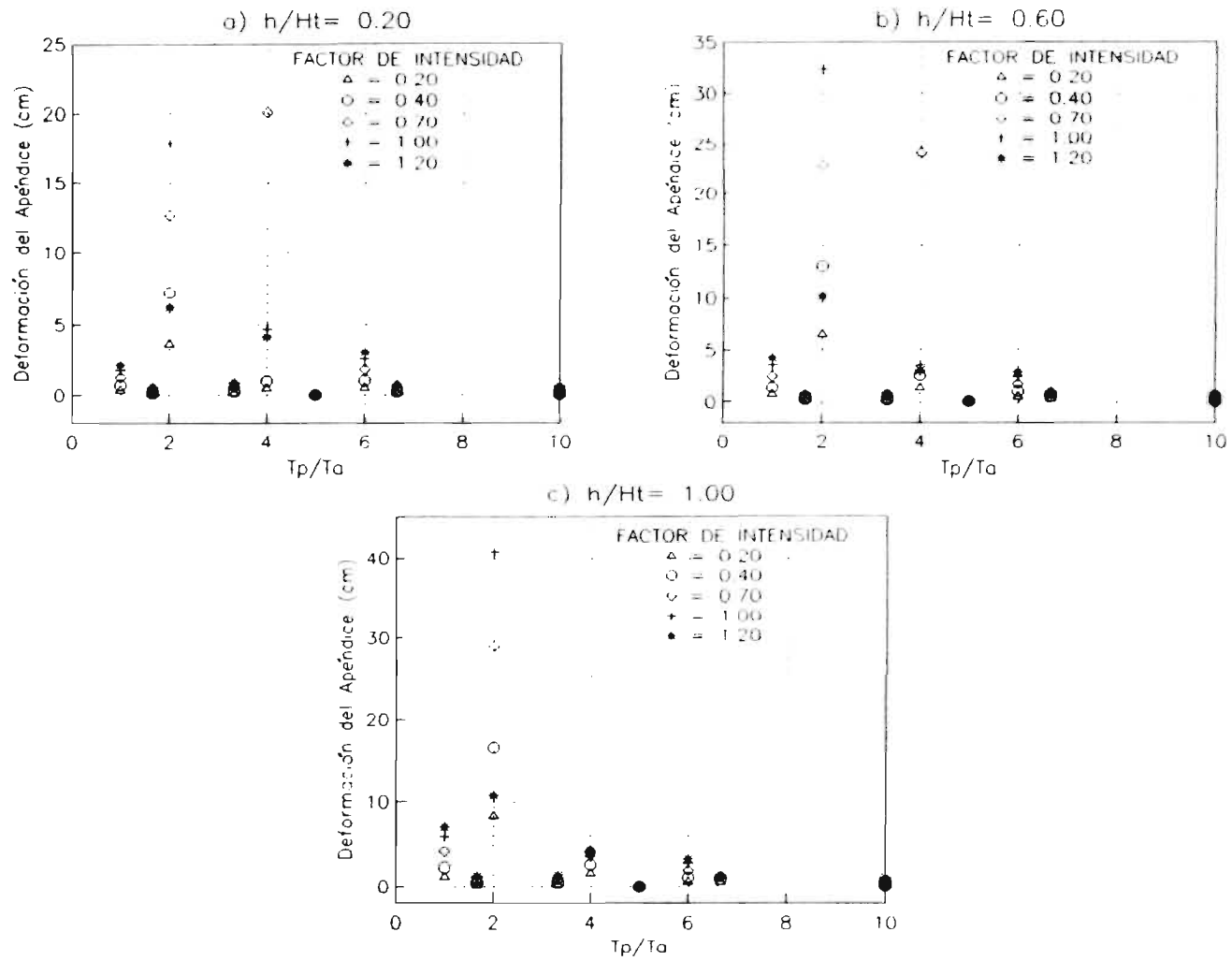


FIGURA 3.5 T_p/T_a VS. DEFORMACION DEL APENDICE

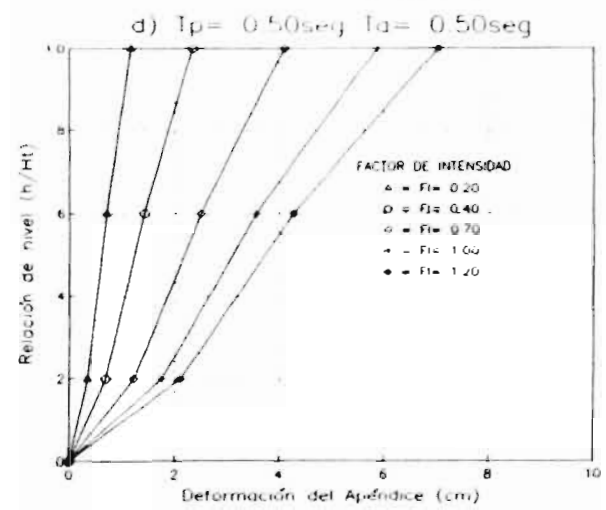
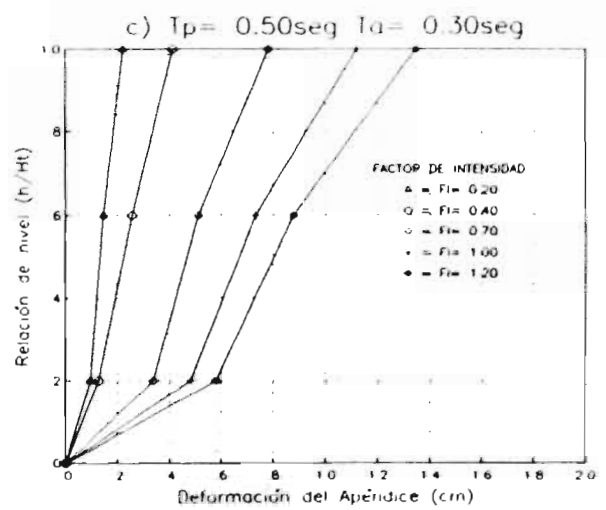
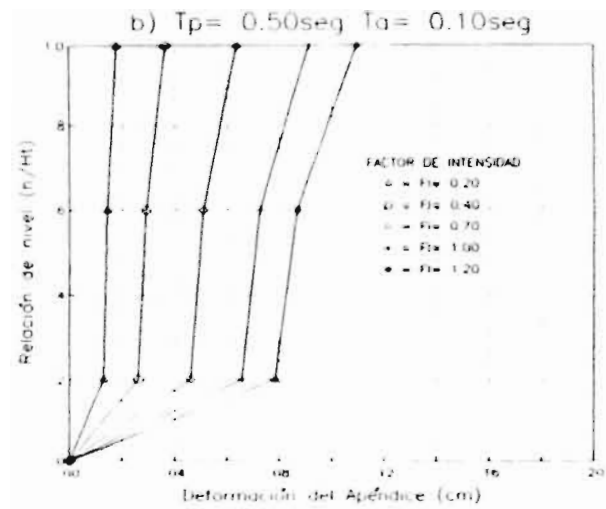
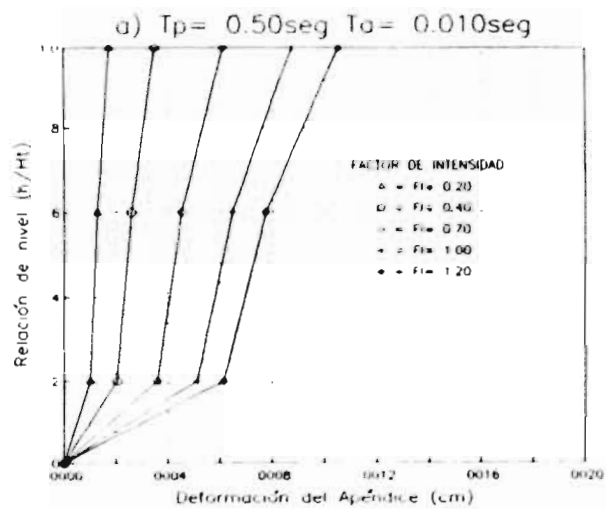


FIGURA 3.6 DEFORMACION DEL APENDICE VS RELACION DE NIVEL (h/H_t)

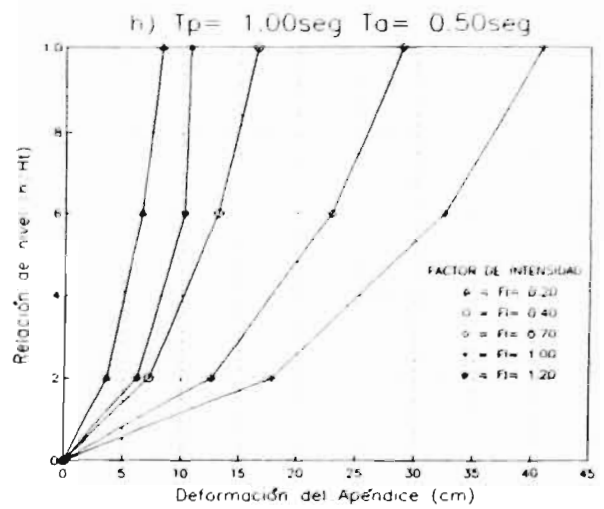
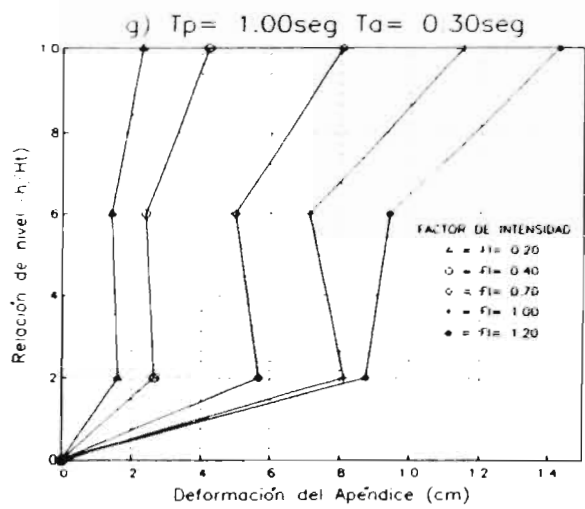
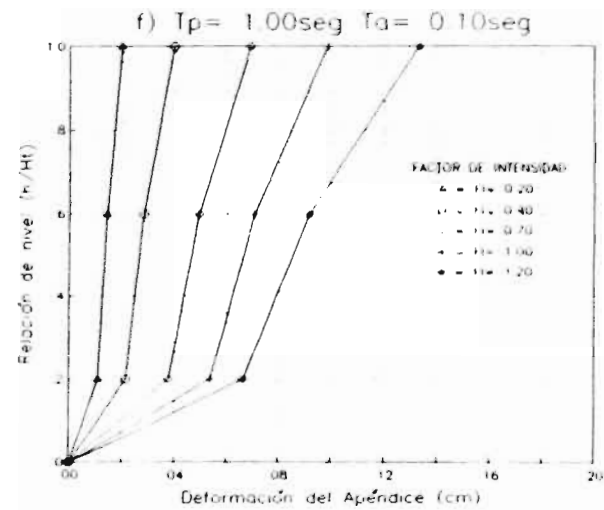
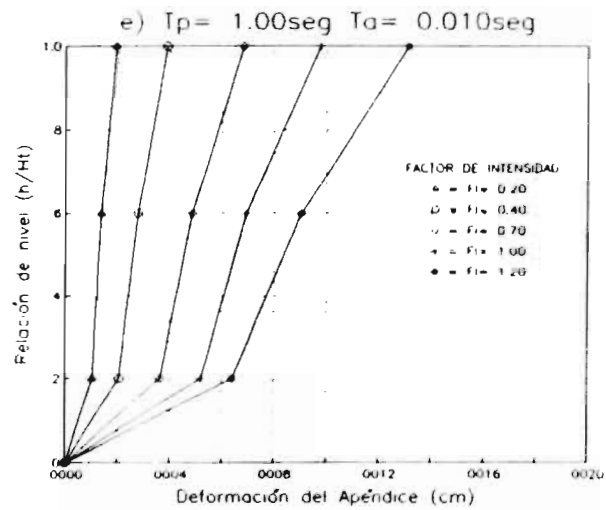


FIGURA 3.6 DEFORMACION DEL APENDICE VS. RELACION DE NIVEL (h/H_t)

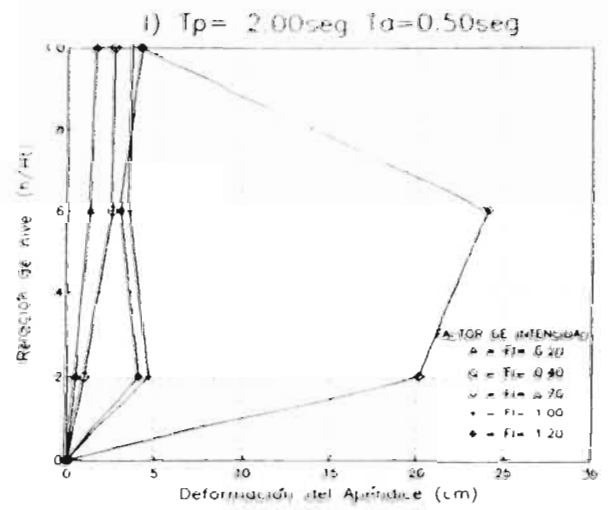
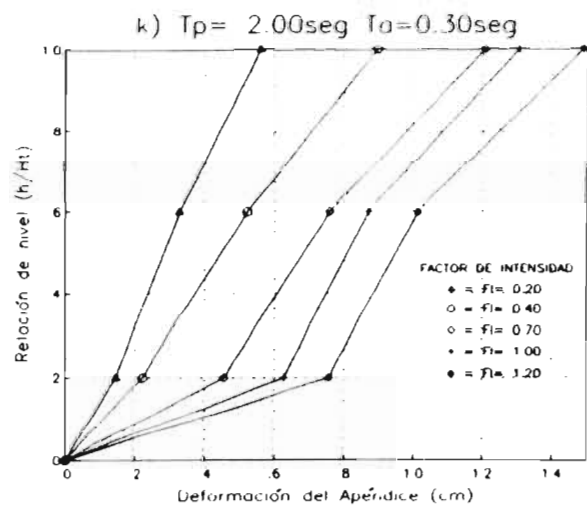
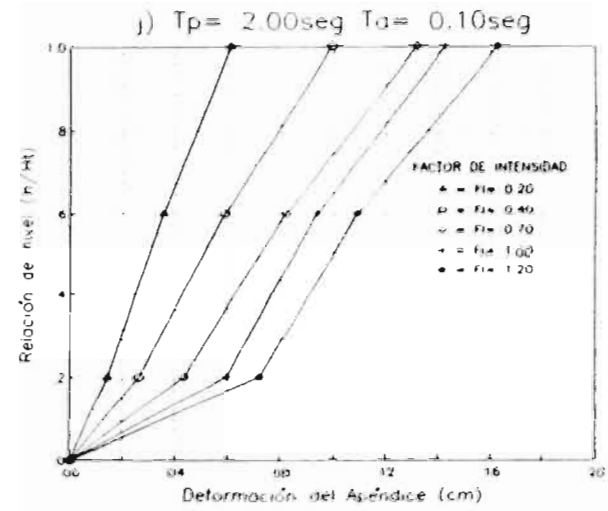
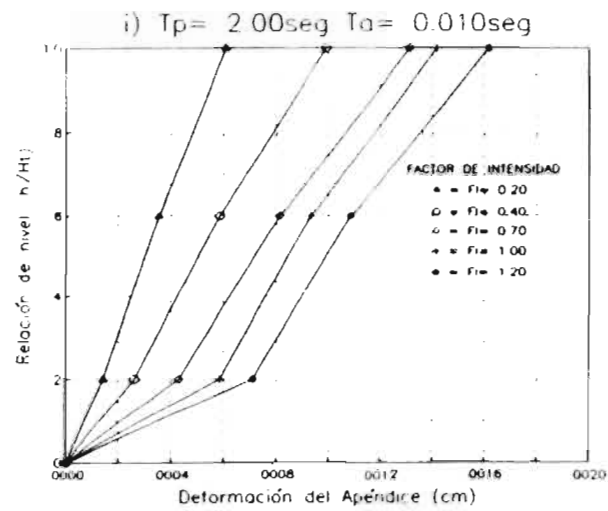


FIGURA 3.6 DEFORMACION DEL APENDICE VS. RELACION DE NIVEL (h/H_t)

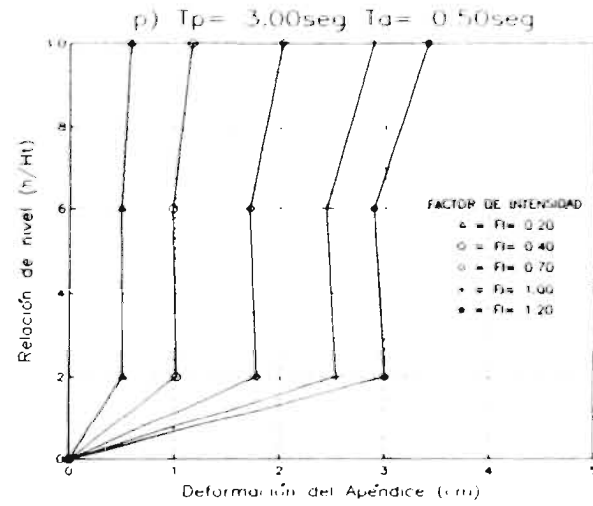
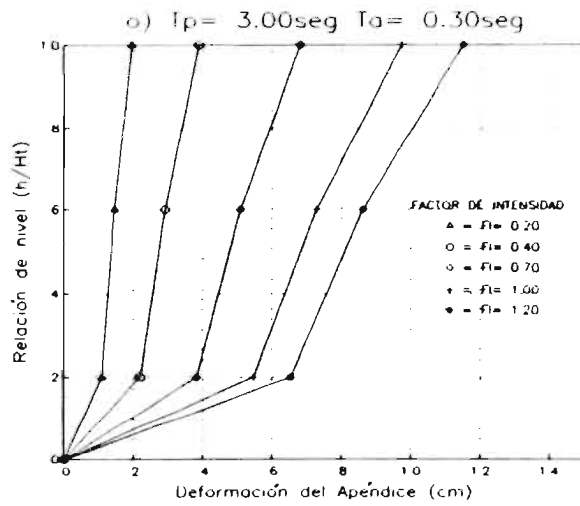
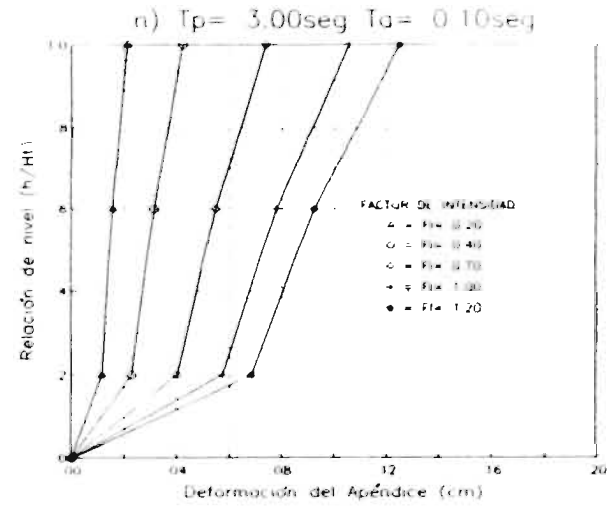
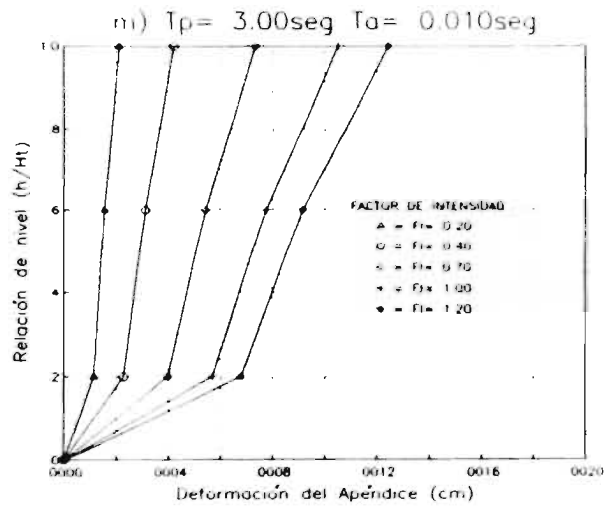


FIGURA 3.6 DEFORMACION DEL APENDICE VS. RELACION DE NIVEL (h/H_t)

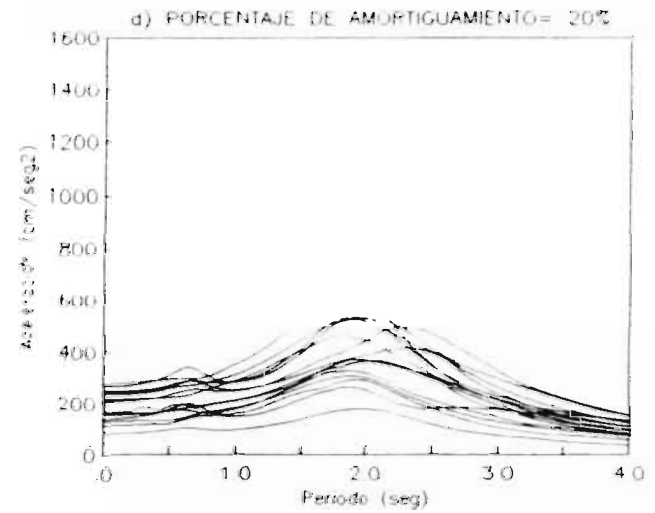
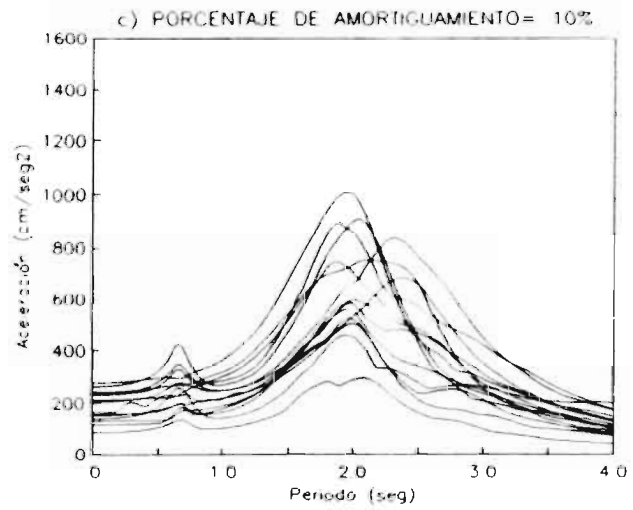
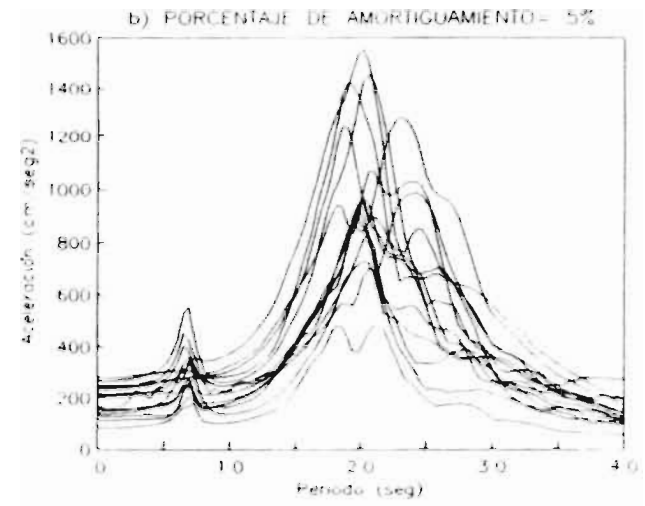
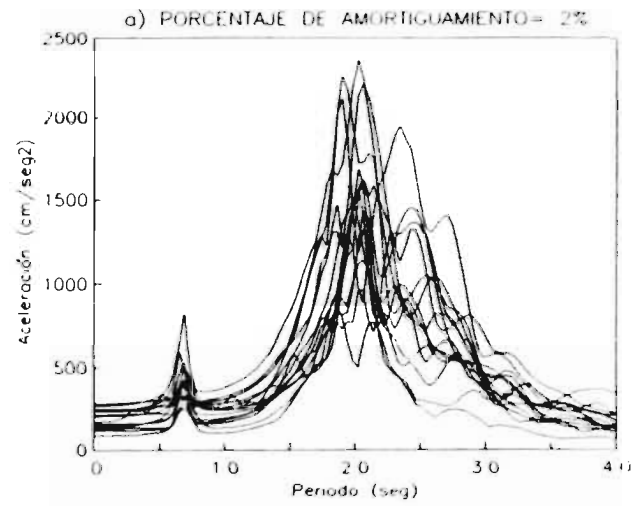


FIGURA 4.1 ESPECTROS DE RESPUESTA ELASTICA PARA SISMOS SIMULADOS

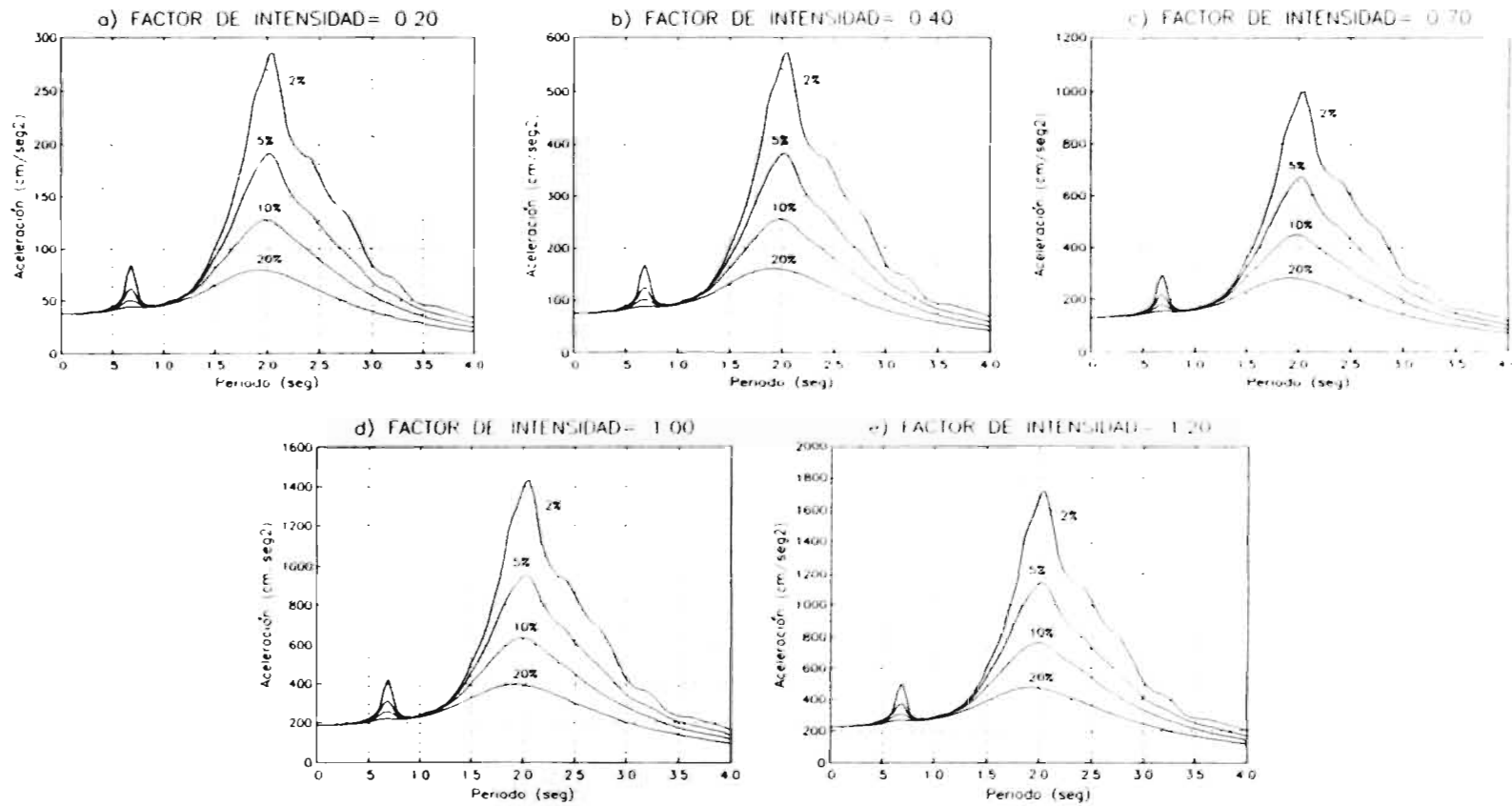


FIGURA 4.2 ESPECTROS DE RESPUESTA ELASTICA, SIMULADOS PROMEDIO

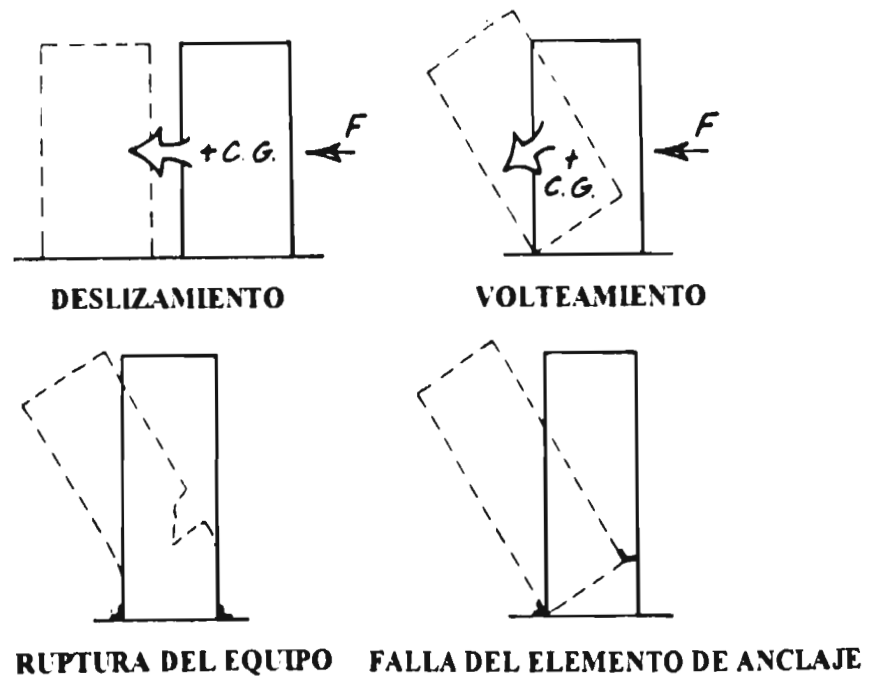


Figura 5.1 TIPOS DE FALLA EN EQUIPOS

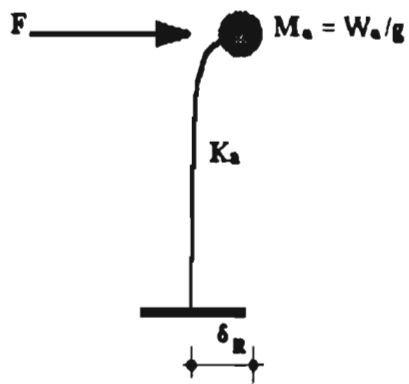


FIGURA 5.2 EQUIPO MODELADO COMO UN SISTEMA DE 1 G.D.L.

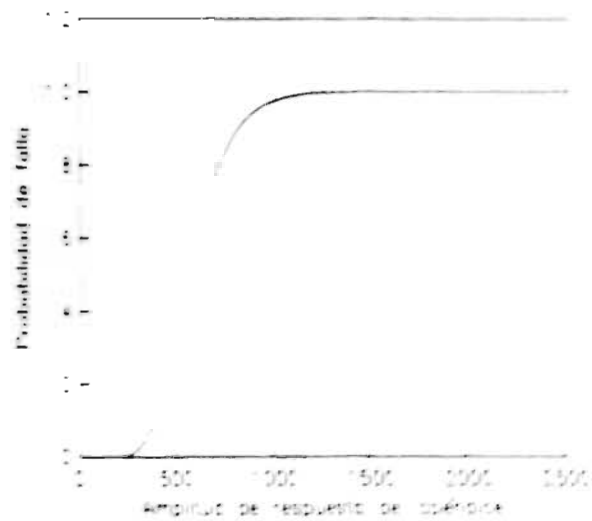


FIGURA 5.3 FUNCIÓN TÍPICA DE VULNERABILIDAD

Fig 5.4 ACELERACION DEL SUELO VS ACELERACION DEL PISO

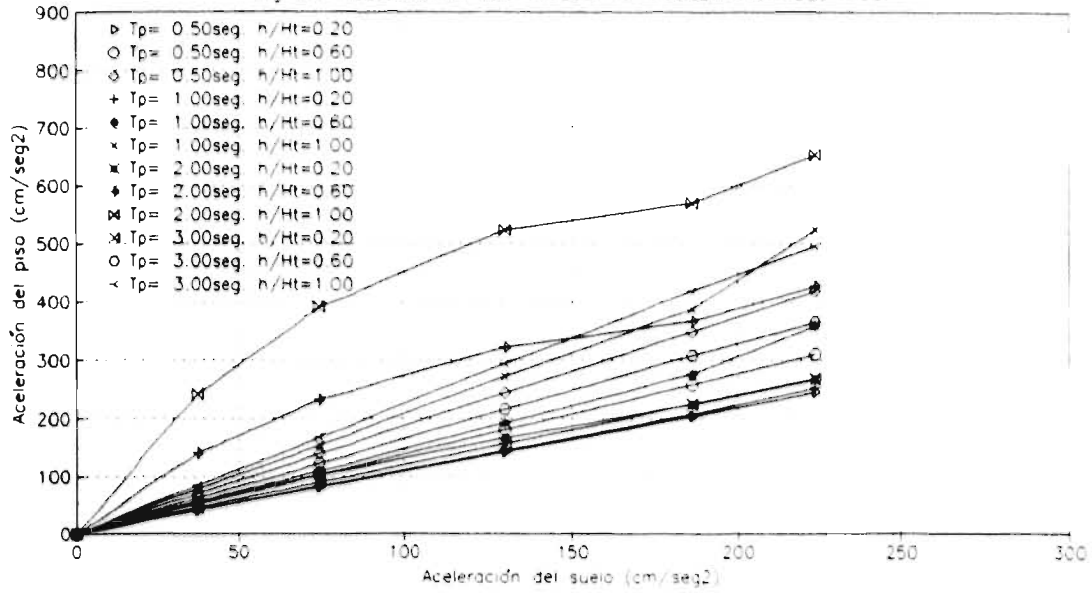
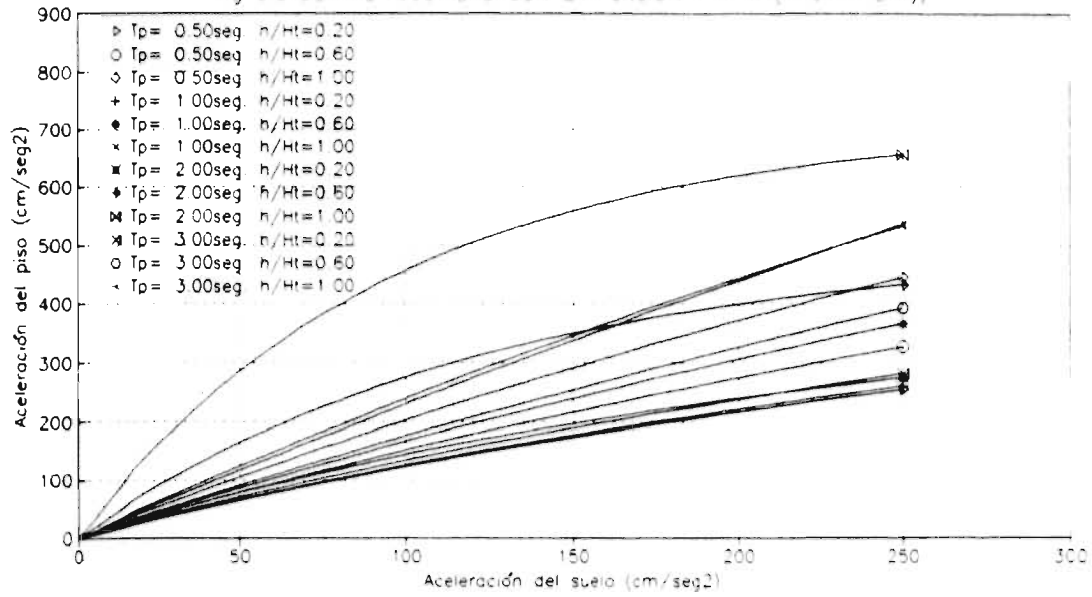


Fig 5.5 CURVAS AJUSTADAS CON LA FUNCION $Y = K(1 - e^{-2 \cdot x})$



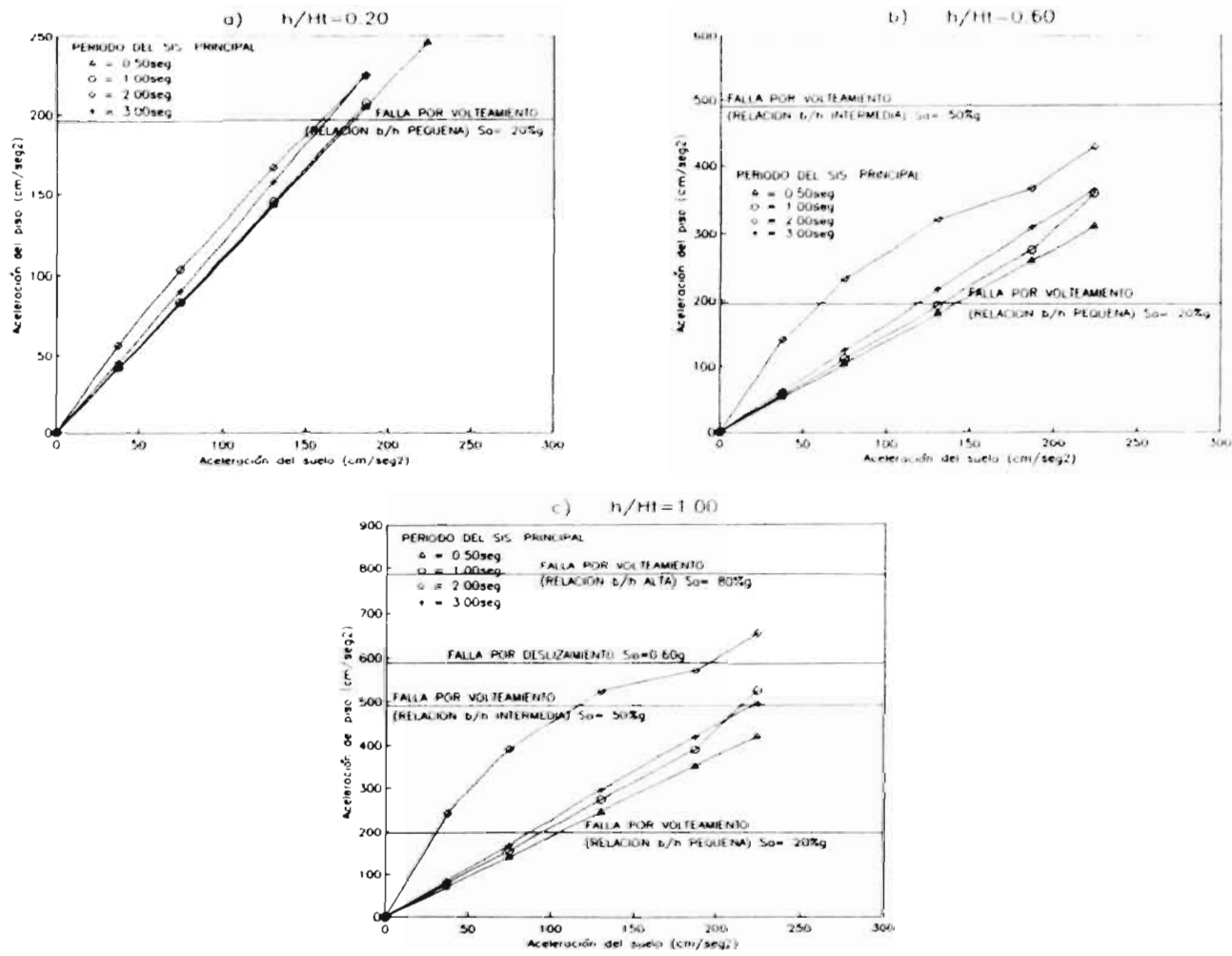


FIGURA 5.6 CURVAS DE ACELERACION AFECTADAS POR LAS ACELERACIONES MEDIAS DE FALLA DEL EQUIPO

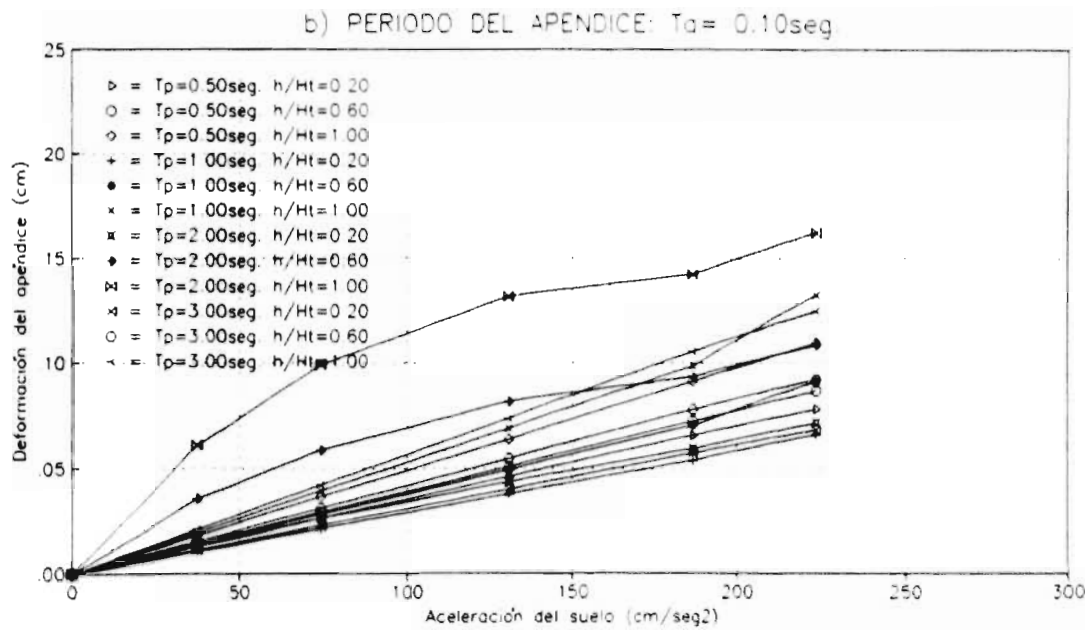
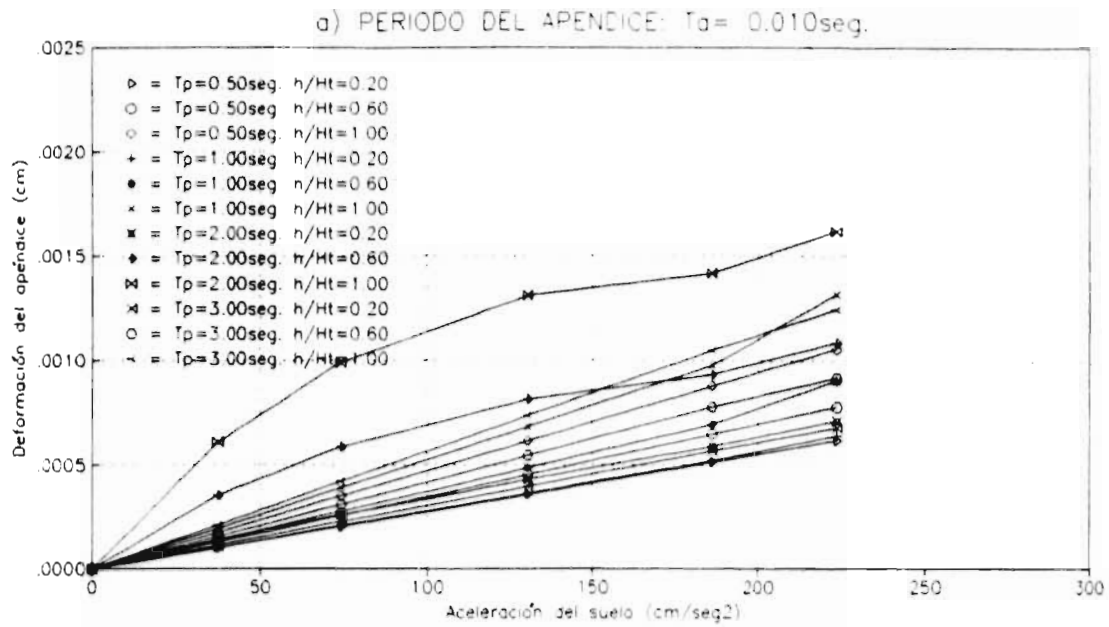


FIGURA 5.7 CURVAS DEFORMACION DEL APENDICE-ACELERACION DEL SUELO

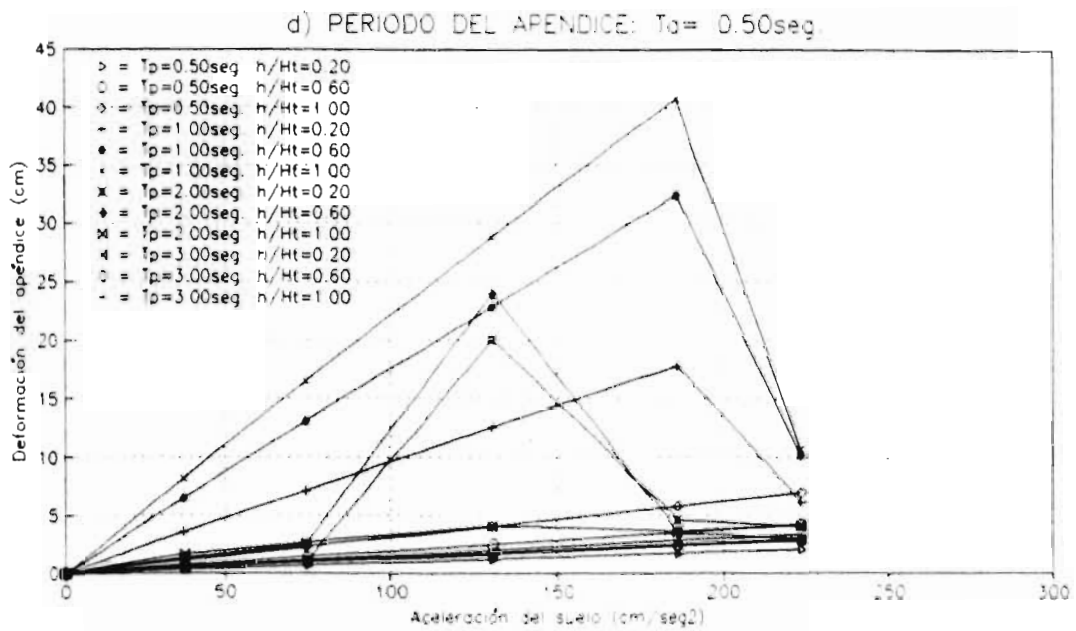
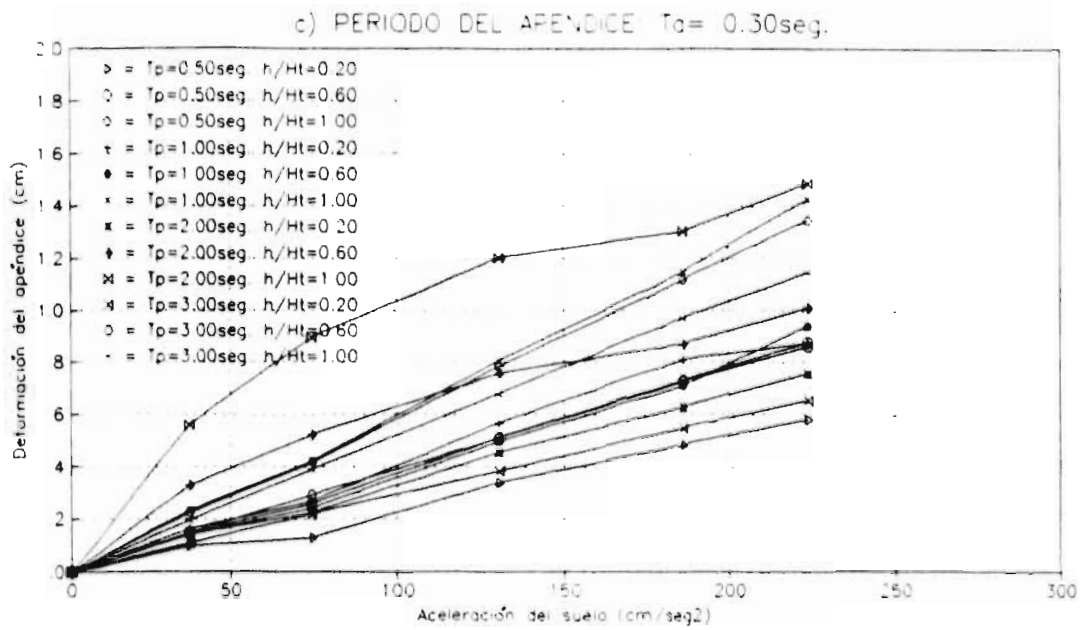


FIGURA 5.7 CURVAS DEFORMACION DEL APENDICE-ACELERACION DEL SUELO

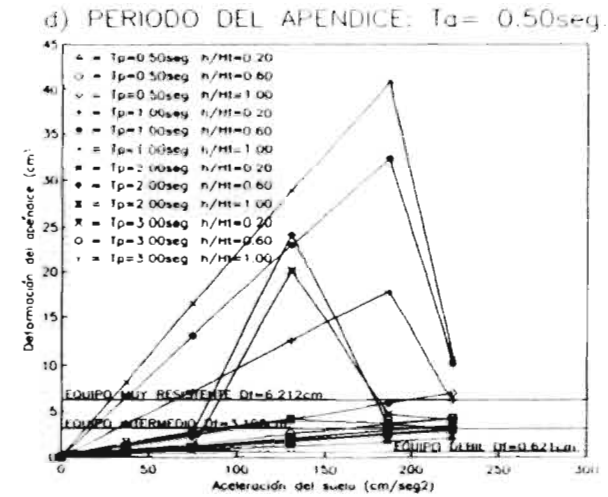
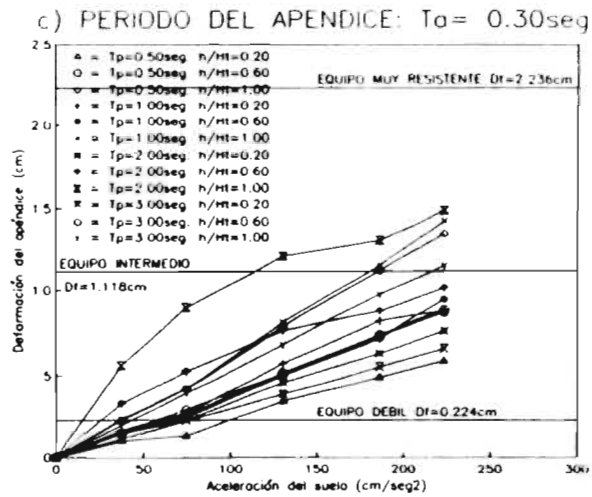
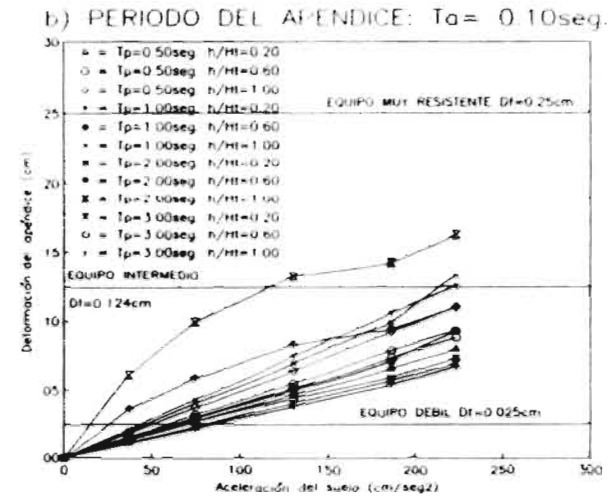
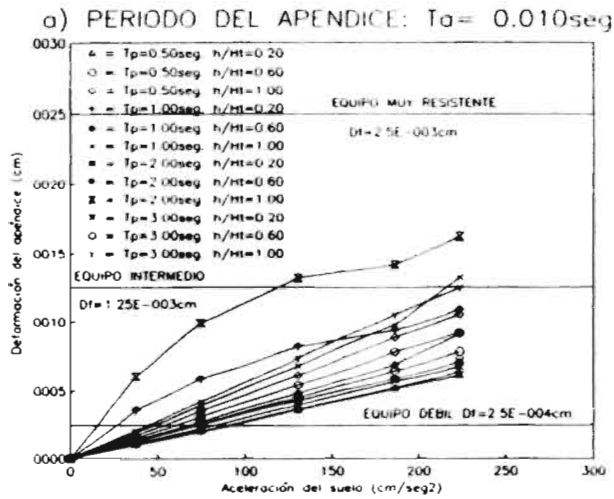


FIGURA 5.8 CURVAS COMPARADAS CON LA DEFORMACION MEDIA DE FALLA DEL EQUIPO.

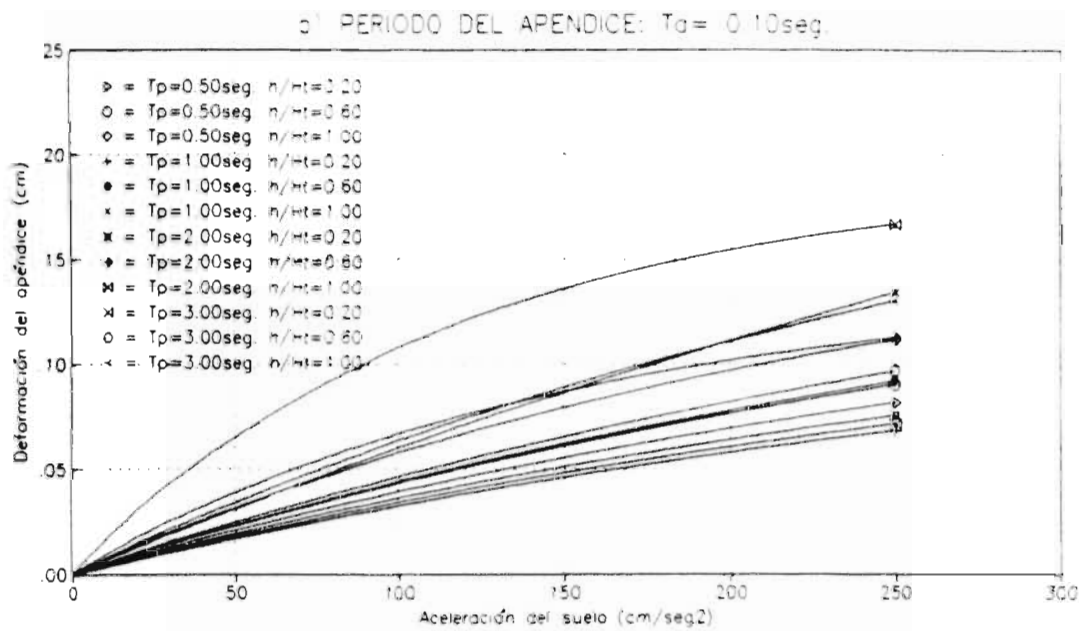
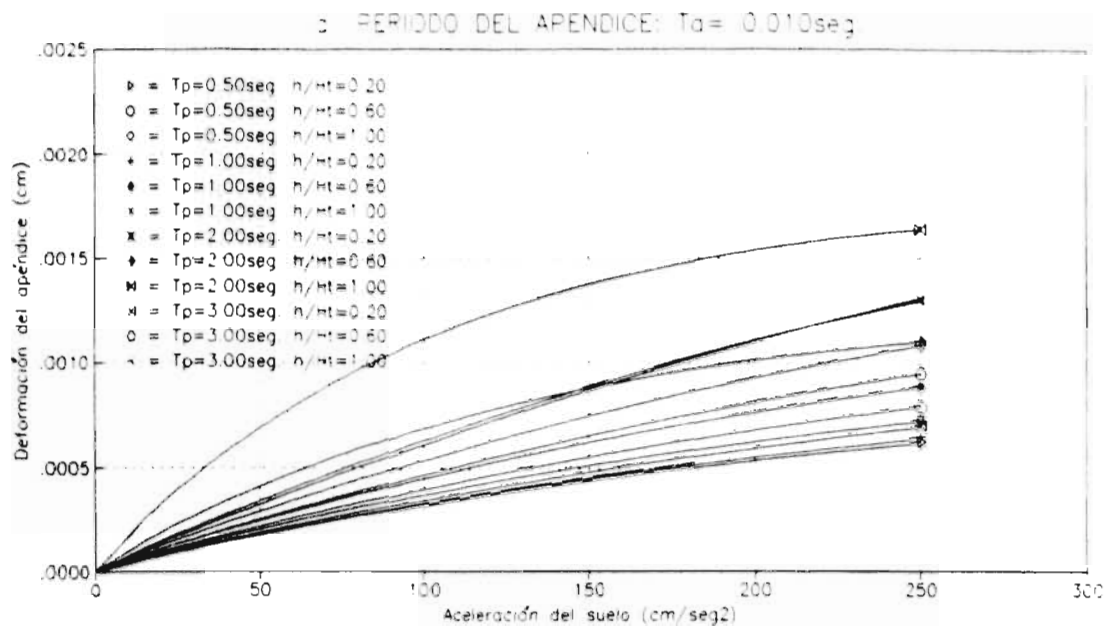


FIGURA 5.9 CURVAS AJUSTADAS MEDIANTE LA FUNCION $Y = k_1(1 - e^{-k_2 \cdot t})$

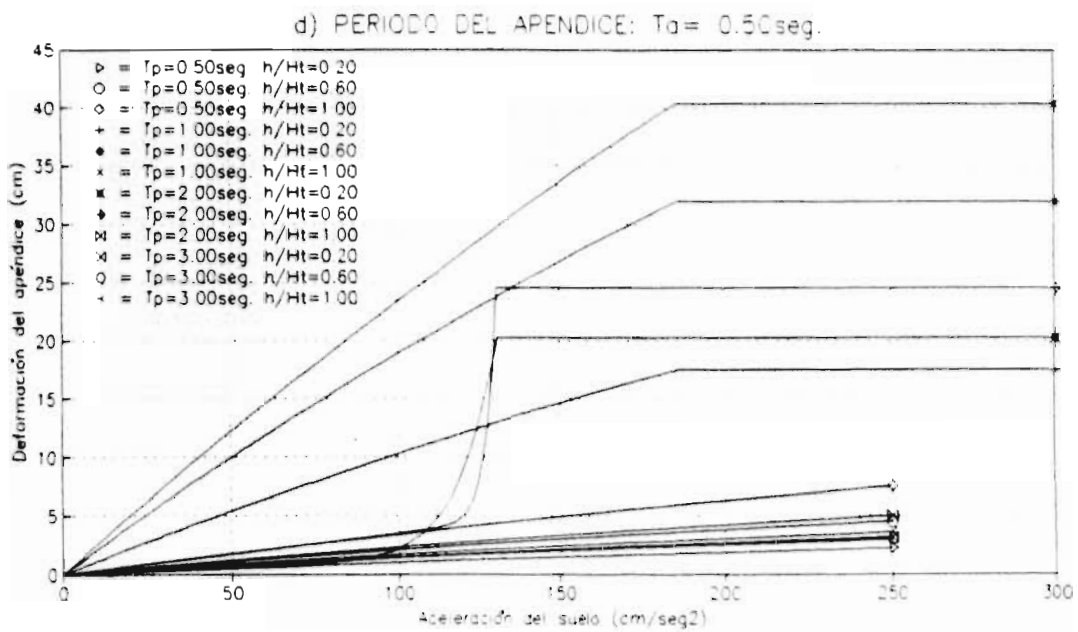
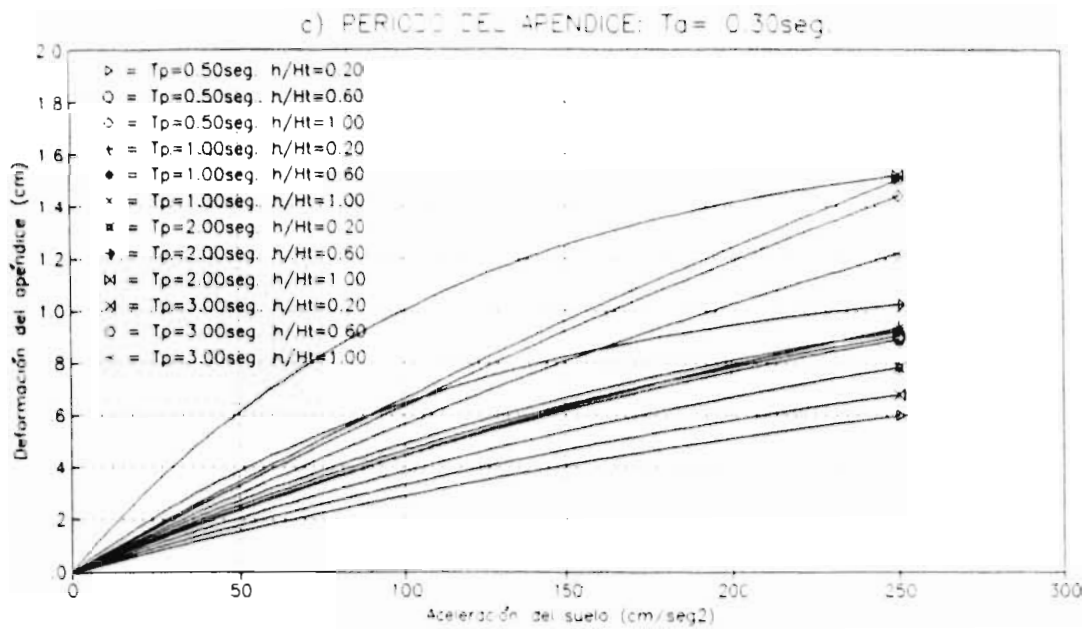


FIGURA 5.9 CURVAS AJUSTADAS MEDIANTE LA FUNCION $y = k_1(1 - e^{-(k_2 \cdot x)})$

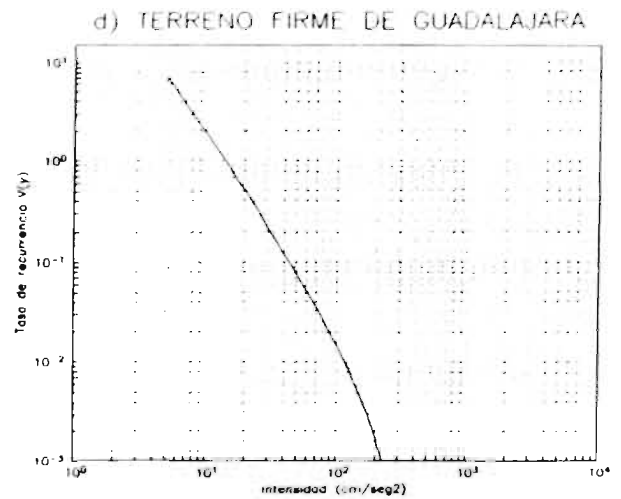
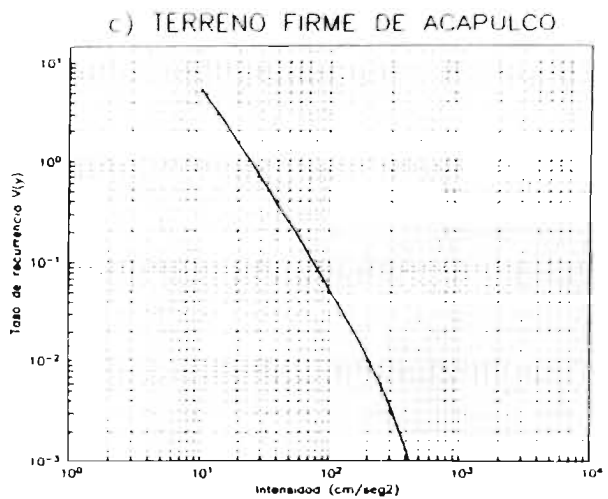
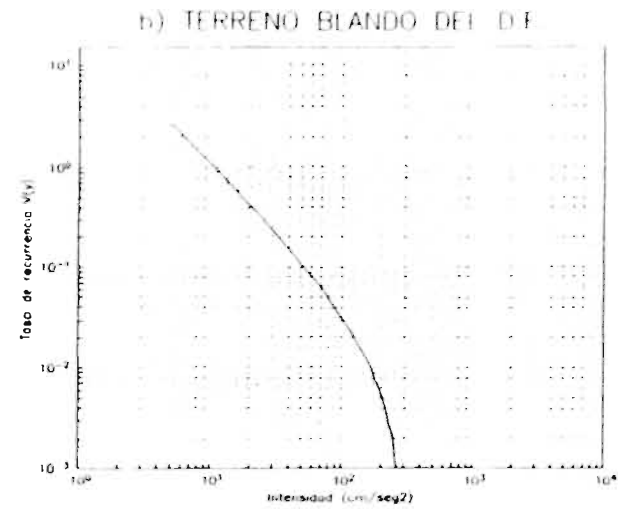
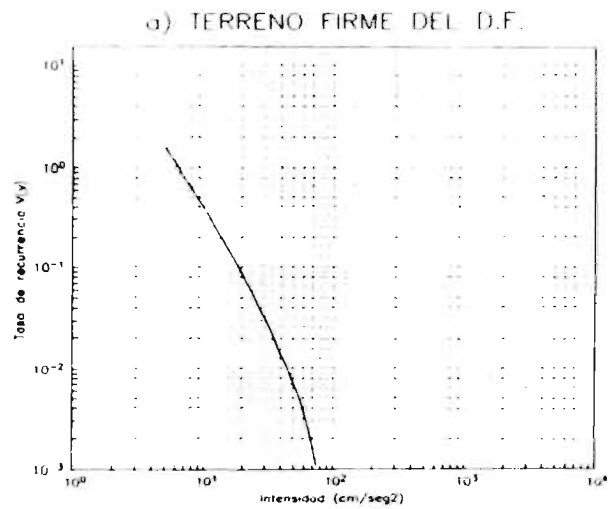
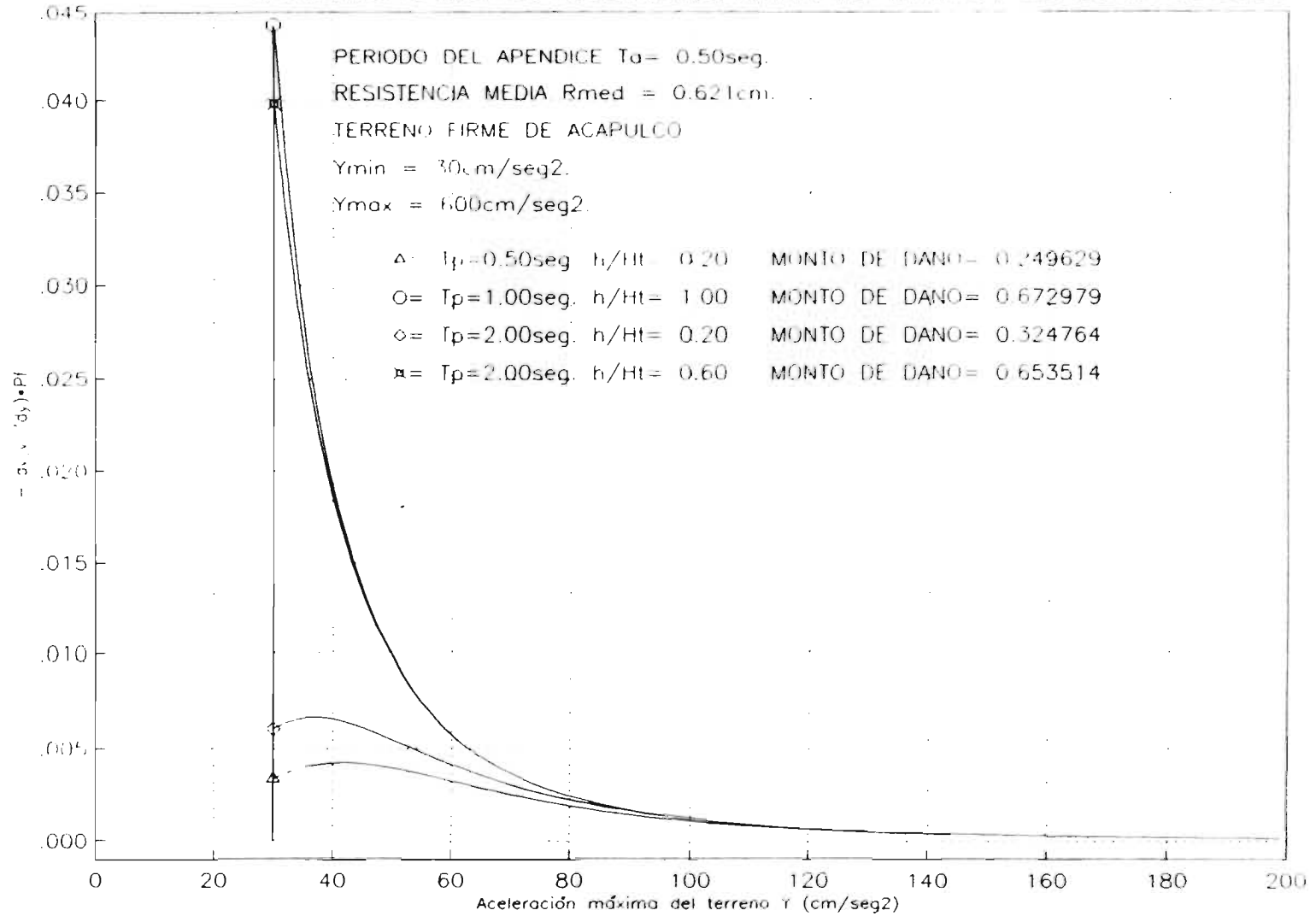


FIGURA 5.10 CURVAS INTENSIDAD-RECURRENCIA

FIGURA 6.1 APORTACIONES DE DISTINTAS ACELERACIONES MÁXIMAS DEL TERRENO A LOS MONTOS DE DAÑOS



ANEXO 1

DETERMINACIÓN DE LA SOLICITACIÓN MEDIA RESPECTO A LA NOMINAL

Para efecto de determinar la respuesta del sistema principal, se consideran las cargas verticales actuantes como cargas medias en lugar de cargas nominales, normalmente conservadoras con respecto a las que pueden ocurrir en la estructura.

Los valores nominales de los pesos volumétricos y cargas vivas especificados por el *Reglamento de Construcciones del Departamento del Distrito Federal [RCDF-87] (1987)*, corresponden a una probabilidad que varía entre 2 y 5% de ser excedidos. Por lo anterior, pueden adoptarse las siguientes relaciones entre los valores nominales y los valores medios de las cargas muertas y vivas, respectivamente:

$$S_{MNOM} = S_{MMED} (1 + 2C_{WM}) \quad A1.1$$

$$S_{VNOM} = 3S_{VMED} \quad A1.2$$

$$S_{NOM} = S_{MNOM} + S_{VNOM} \quad A1.3$$

$$S_{MED} = S_{MMED} + S_{VMED} \quad A1.4$$

En estas ecuaciones, S_{MNOM} es el valor de la carga muerta nominal por unidad de área, S_{VNOM} es el valor de la carga viva nominal, también por unidad de área, S_{MMED} y S_{VMED} son los correspondientes valores medios, S_{NOM} y S_{MED} son las cargas nominales y medias totales, respectivamente y C_{WM} es el coeficiente de variación de la carga muerta. Comparando la carga viva media obtenida por *Mitchell (1971)* ($S_{VMED} = 60 \text{Kg/m}^2$) y la carga viva instantánea para oficinas ($W_s = S_{VNOM} = 180 \text{Kg/m}^2$), que especifica el *RCDF-1987 (1987)* en su capítulo V, artículo 199, se obtiene un coeficiente de 3, el cual aparece en la ecuación A1-2.

Teniendo en cuenta las ecuaciones A1-1 y A1-2, se obtienen las siguientes relaciones entre cargas muertas y cargas vivas, respectivamente.

$$S_{MMED} = \alpha_M S_{MNOM} \quad A1.5$$

$$S_{VMED} = \frac{1}{3} S_{VNOM} \quad A1.6$$

en donde:

$$\alpha_M = \frac{1}{1 + 2C_{WM}} \quad A1.7$$

El coeficiente de variación de la carga muerta (C_{WM}), puede tomarse como 0.05 en construcciones en que las dimensiones de los miembros estructurales y las características de los elementos no estructurales pueden fijarse con precisión y 0.10 cuando esto no es posible. Un valor típico es 0.08.

Por lo tanto,

$$\alpha_M = \frac{1}{1 + 2(0.08)} = 0.862$$

Considerando un factor r que representa la proporción en que interviene la media de la carga muerta en la media de la carga total:

$$r = \frac{S_{MMED}}{S_{MMED} + S_{VMED}} = \frac{\alpha_M S_{MNOM}}{\alpha_M S_{MNOM} + S_{VNOM}/3} \quad A1.8$$

Reemplazando el valor de α_M en la ecuación A1.8, se tiene:

$$r = \frac{0.862 S_{MNOM}}{0.862 S_{MNOM} + 0.333 S_{VNOM}} \quad A1.9$$

Determinamos la relación de la carga media con respecto a la carga nominal (S_{MED}/S_{NOM}) como sigue:

$$S_{NOM} = S_{MNOM} + S_{VNOM} = S_{MMED}(1 + 2C_{WM}) + 3S_{VMED}$$

$$S_{MED} = S_{MMED} + S_{VMED}$$

$$\frac{S_{NOM}}{S_{MED}} = \frac{S_{MMED}(1 + 2C_{WM}) + 3S_{VMED}}{S_{MMED} + S_{VMED}}$$

$$\frac{S_{NOM}}{S_{MED}} = r(1 + 2C_{WM}) + \frac{3S_{VMED}}{S_{MMED} + S_{VMED}}$$

$$\frac{S_{NOM}}{S_{MED}} = r(1 + 2C_{WM}) + 3 \frac{S_{MMED} + S_{VMED} - S_{MMED}}{S_{MMED} + S_{VMED}}$$

$$\frac{S_{NOM}}{S_{MED}} = r(1 + 2C_{WM}) + 3(1 - r)$$

o bien,

$$\frac{S_{MED}}{S_{NOM}} = \frac{1}{r(1 + 2C_{WM}) + 3(1 - r)}$$

Sustituyendo el valor de C_{WM} , se tiene finalmente:

$$\frac{S_{MED}}{S_{NOM}} = \frac{1}{1.16r + 3(1-r)} = \frac{1}{3 - 1.84r} \quad A1.10$$

Conocidos S_{MNOM} y S_{VNOM} , puede entonces determinarse el valor de r de acuerdo con A1.9 y el valor de S_{MED}/S_{NOM} utilizando la ec. A1.10.

Para un valor de r cercano a 0.90, que corresponde al caso estudiado, el valor de la relación de la solicitud media respecto a la nominal es 0.75.

ANEXO 2

DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA MEDIA RESPECTO A LA NOMINAL

Sea $V_o = C_s W$ la fuerza cortante que se supone para el diseño sísmico de un sistema estructural. La resistencia esperada del sistema que se construya puede ser significativamente mayor que V_o , por diversas razones, entre ellas:

- a) **Factores de seguridad:** El valor nominal de la resistencia de un miembro estructural es menor que su resistencia esperada y el valor nominal de las cargas verticales es mayor que su valor esperado.
- b) El diseño que rige en algunas secciones críticas es por carga vertical en lugar del diseño por sismo.

Para estimar la relación entre el valor esperado de la resistencia (\bar{V}), y el valor nominal de diseño (V_o), se supone lo siguiente:

- a) La resistencia de cada sección crítica corresponde a su valor esperado.
- b) La carga vertical en cada claro de la estructura es igual a su valor esperado.
- c) Se supone conocido el mecanismo de falla, consideramos el criterio de diseño columna fuerte, trabe débil por lo que las articulaciones plásticas se formarán en las trabes de la estructura.

Con el propósito de determinar la relación \bar{V}/V_o , se trabajó con un marco de 10 niveles previamente diseñado con un coeficiente sísmico nominal de diseño de $C_s = 0.10$ reducido por ductilidad, y un peso total de $W = 629.50$ Ton. Se obtuvieron los momentos resistentes esperados en cada sección crítica de las trabes.

Para el sistema de varios niveles se supone conocida la distribución de las fuerzas inerciales mediante el modo fundamental de vibración, las cuales están dadas por:

$$P_i = \omega_1^2 m_i \phi_{i1} \quad \text{A2.1}$$

y de acuerdo con la fig. A2.1, el problema es determinar el valor de α necesario para que se presente el mecanismo de falla. Sin embargo, el problema para determinarlo radica en que al aplicar carga lateral a la estructura, se producen cargas axiales sobre las columnas las cuales no son consideradas, por lo que se supone como un valor inicial de $\alpha = 1.2$ y se realiza el análisis de la estructura para determinar la carga axial de las columnas inferiores (debido al mecanismo supuesto).

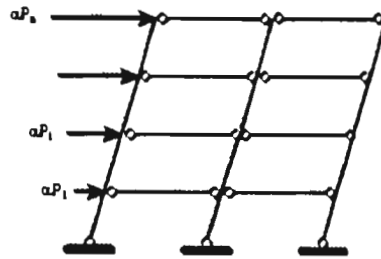


FIGURA A2.1

En el análisis se consideran valores esperados de las cargas, esto es:

Carga Muerta:

$$S_{MNED} = \frac{S_{MNOM}}{(1 + 2C_{WM})} = \frac{S_{MNOM}}{1 + 2(0.08)} = \frac{S_{MNOM}}{1.16} \quad A2.2$$

Carga Viva:

$$S_{VNED} = 0.333S_{VNOM} \quad A2.3$$

Posteriormente se determinó α por el principio del trabajo virtual, igualando trabajos externos e internos. Se pudo entonces calcular el valor esperado de la resistencia lateral mediante la expresión:

$$\bar{V} = \alpha \sum_{i=1}^N P_i = 12.821(8.637) = 110.735 \text{Ton.} \quad A2.4$$

y la relación entre el valor esperado de la resistencia y el valor nominal de diseño es:

$$\frac{\bar{V}}{V_o} = \frac{\alpha \sum_{i=1}^N P_i}{C_s W} \quad A2.5$$

Donde el coeficiente sísmico resistente será:

$$C_r = \frac{\alpha \sum_{i=1}^N P_i}{W} = \frac{110.735}{629.500} \cong 0.180 \quad A2.6$$

Este valor representa un incremento del 80% del coeficiente sísmico nominal que se consideró en el diseño del marco.

ANEXO 3

DEDUCCIÓN DE LAS ECUACIONES PARA DETERMINAR PERIODO, AMORTIGUAMIENTO Y RIGIDEZ EQUIVALENTES

SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD

Considerando el sistema elastoplástico que se muestra en la figura A3.1 se determinan las propiedades equivalentes del sistema (periodo y amortiguamiento) mediante un procedimiento similar al propuesto por *Newmark y Rosenblueth, 1971*.

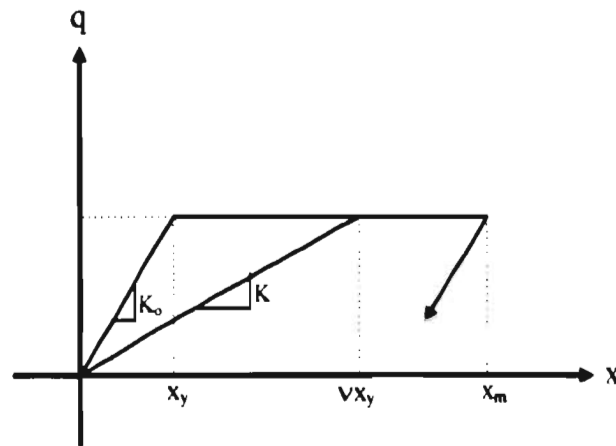


FIGURA A3.1

Periodo equivalente

$$T_e = \frac{2\pi M^{1/2}}{x_m} \int_0^{x_m} K^{-1/2}(x) dx \quad A3.1$$

en donde:

- M = Masa del sistema
- K(x) = Rigidez en función del desplazamiento x
- x_m = Desplazamiento máximo del sistema
- x_y = Desplazamiento de fluencia
- K₀ = Rigidez inicial

$$\begin{aligned} K &= K_0 \text{ cuando } x \leq x_y \\ K &= K_0/v \text{ cuando } x \geq x_y \text{ y } \mu = x_m/x_y \end{aligned} \quad A3.2$$

$$\text{Además: } v = x/x_y, \text{ entonces } x = vx_y, \text{ y } dx = x_y dv \quad A3.3$$

Por lo que:

$$T_o = \frac{2\pi M^{1/2}}{x_m} \left[\int_0^{x_y} K_o^{-1/2} dx + \int_1^{\mu} \frac{K_o^{-1/2}}{v^{1/2}} x_y dv \right]$$

$$T_o = \frac{2\pi M^{1/2}}{x_m} \left\{ \left[K_o^{-1/2} x \right]_0^{x_y} + K_o^{-1/2} x_y \left[\frac{2v^{3/2}}{3} \right]_1^{\mu} \right\}$$

$$T_o = \frac{2\pi M^{1/2}}{x_m} \left[K_o^{-1/2} x_y + K_o^{-1/2} x_y \left(\frac{2\mu^{3/2}}{3} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_o = \frac{2\pi M^{1/2} x_y}{x_m K_o^{1/2}} \left[1 + \frac{2\mu^{3/2}}{3} - \frac{2}{3} \right]$$

Si: $T_o = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_o}}$; y $\mu = \frac{x_m}{x_y}$ A3.4

se tiene finalmente la expresión:

$$T_e = \frac{T_o}{3\mu} (1 + 2\mu^{3/2}) \quad (\text{Ec. 2.23, Cap. 2}) \quad \text{A3.5}$$

en donde:

T_o = Periodo fundamental en el intervalo lineal

μ = Demanda de ductilidad del sistema

Porcentaje equivalente de amortiguamiento crítico

$$\zeta_e = \frac{1}{2\pi x_m} \int_0^{x_m} \frac{V(x) + H(x)}{K(x)x^2} dx \quad \text{A3.6}$$

en donde:

$V(x)$ = Energía disipada por amortiguamiento viscoso durante un ciclo de oscilación del sistema para una amplitud x

$H(x)$ = Energía disipada por histéresis durante un ciclo de oscilación con amplitud x

$K(x)$ = Rigidez del sistema para una amplitud x

x_m = Desplazamiento máximo

Si no existe disipación de energía que dependa de la velocidad de la deformación, entonces se considera solamente la energía disipada por histéresis durante un ciclo de oscilación y que corresponde al área incluida en este ciclo.

Según la fig. A3.1, el área histerética para el sistema elastoplástico es:

$$H(x) = 4(x - x_y)K_o x_y \quad \text{A3.7}$$

entonces,

$$\zeta_{e_1} = \frac{1}{2\pi x_m} \int_0^{x_m} \frac{4(x - x_y) K_0 x_y}{\left(\frac{K_0 x_y}{x} \right) x^2} dx \quad \text{A3.8}$$

Considerando las ecs. A3.2 y A3.3, se tiene,

$$\zeta_{e_1} = \frac{1}{2\pi x_m} \int_1^\mu \frac{4(vx_y - x_y) K_0 x_y}{\frac{K_0}{v} x^2} x_y dv = \frac{x_y}{2\pi x_m} \int_1^\mu \frac{4(v-1)x_y^2}{x^2} dv$$

en donde,

$$\zeta_{e_1} = \frac{2}{\pi \mu} \int_1^\mu \left(1 - \frac{1}{v} \right) dv$$

resolviendo la integral,

$$\zeta_{e_1} = \frac{2}{\pi \mu} [v - \ln v]_1^\mu = \frac{2}{\pi \mu} (\mu - \ln \mu - 1 + \ln 1)$$

se llega finalmente a:

$$\zeta_{e_1} = \frac{2(\mu - 1 - \ln \mu)}{\pi \mu} \quad (\text{Ec. 2.25; Cap.2}) \quad \text{A3.9}$$

en donde μ es la demanda de ductilidad del sistema

El porcentaje de amortiguamiento debido a los efectos de la rapidez de deformación según *Newmark y Rosenblueth, 1971* es:

$$\zeta_{e_2} = \frac{CM^{-1/2}}{2x_m} \int_0^{x_m} K^{-1/2}(x) dx \quad \text{A3.10}$$

en donde:

C = Constante de viscosidad

M = Masa del sistema

$K(x)$ = Rigidez para un desplazamiento x

x_m = Desplazamiento máximo del sistema.

Considerando el sistema elastoplástico de la fig. A3.1, y las ecs. A3.2 y A3.3, se tiene,

$$\zeta_{e_1} = \frac{CM^{-1/2}}{2x_m} \left[\int_0^{x_y} K_o^{-1/2} dx + \int_1^{\mu} \frac{K_o^{-1/2}}{v^{1.2}} x_y dv \right]$$

resolviendo las integrales,

$$\zeta_{e_1} = \frac{CM^{-1/2} K_o^{-1/2}}{2x_m} \left\{ [x]_0^{x_y} + x_y \left[\frac{2v^{3/2}}{3} \right]_1^{\mu} \right\}$$

$$\zeta_{e_1} = \frac{CM^{-1/2} K_o^{-1/2}}{2x_m} \left[x_y + x_y \left(\frac{2\mu^{3/2}}{3} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

se llega a:

$$\zeta_{e_1} = \frac{CM^{-1/2} K_o^{-1/2} x_y}{2x_m} \left(\frac{1}{3} + \frac{2\mu^{3/2}}{3} \right)$$

si, $\mu = \frac{x_m}{x_y}$, y $\zeta_o = \frac{C}{2M\omega} = \frac{C}{2M^{1/2} K_o^{1/2}}$ A3.11

entonces se tiene la expresión:

$$\zeta_{e_1} = \frac{\zeta_o}{3\mu} (1 + 2\mu^{3/2}) \quad (\text{Ec. 2.27; Cap. 2}) \quad \text{A3.12}$$

en donde:

ζ_o = Porcentaje de amortiguamiento en el intervalo lineal

μ = Demanda de ductilidad del sistema

El amortiguamiento equivalente total es:

$$\zeta_e = \zeta_o + \zeta_{e_1} \quad (\text{Ec. 2.28; Cap. 2}) \quad \text{A3.13}$$

SISTEMA DE VARIOS GRADOS DE LIBERTAD

Rigidez de entrepiso

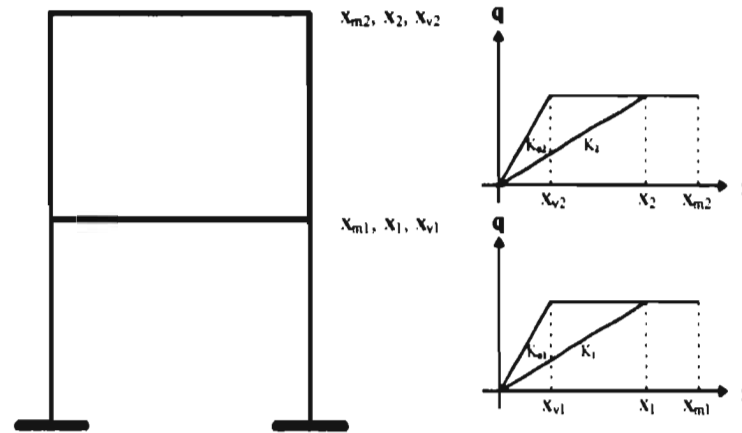


FIGURA A3.2

De forma similar a lo propuesto por *Newmark y Rosenblueth, 1971* para sistemas de un grado de libertad, consideramos la rigidez equivalente de entrepiso como el promedio pesado de las rigideces hasta un desplazamiento máximo x_m .

Se tiene la expresión:

$$K_i = \frac{1}{x_{m_i}} \int_0^{x_{m_i}} K_i(x) dx \quad i = 1, \dots, N \quad A3.14$$

en donde:

$K_i(x)$ = Rigidez del i -ésimo entrepiso en función del desplazamiento x

x_{m_i} = Desplazamiento máximo del i -ésimo entrepiso

De acuerdo con el sistema elastoplástico de la fig. A3.2 se tiene:

$$K_i = \frac{1}{x_{m_i}} \left[\int_0^{x_{y_i}} K_{o_i} dx + \int_{x_{y_i}}^{x_{m_i}} \frac{K_{o_i} x_{y_i}}{x_i} dx \right]$$

resolviendo las integrales,

$$K_i = \frac{1}{x_{m_i}} \left\{ K_{o_i} [x]_0^{x_{y_i}} + K_{o_i} x_{y_i} [\ln x_i]_{x_{y_i}}^{x_{m_i}} \right\}$$

finalmente se llega a:

$$K_i = \frac{K_{oi} x_{yi}}{x_{mi}} \left[1 + \ln x_{mi} - \ln x_{yi} \right] \quad (\text{Ec. 2.31; Cap. 2}) \quad A3.15$$

en donde:

- K_{oi} = Rigidez inicial en el i-ésimo nivel
- x_{mi} = Desplazamiento máximo del i-ésimo nivel
- x_{yi} = Desplazamiento de fluencia del i-ésimo nivel

Constantes viscosas de entrepiso

De la misma forma que en el caso de rigideces de entrepiso y tomando cuenta lo propuesto en la misma referencia, se tiene la siguiente expresión para determinar las constantes viscosas de entrepiso en un sistema de varios grados de libertad:

$$C_i = \frac{T}{2\pi^2 x_{mi}} \int_0^{x_{mi}} \frac{H_i(x)}{x_i^2} dx \quad i = 1, \dots, N \quad A3.16$$

en donde:

- $H_i(x)$ = Energía disipada por histéresis en el i-ésimo nivel durante un ciclo de oscilación con amplitud x
- T = Periodo fundamental del sistema
- x_{mi} = Desplazamiento máximo del i-ésimo nivel

Al considerar el sistema elastoplástico (Fig. A3.2), y que no existe disipación de energía debida a la velocidad de la deformación, se tiene que :

$$H_i(x) = 4(x_i - x_{yi})K_{oi} x_{yi} \quad A3.17$$

por lo tanto,

$$C_i = \frac{T}{2\pi^2 x_{mi}} \int_{x_{yi}}^{x_{mi}} \frac{4(x_i - x_{yi})K_{oi} x_{yi}}{x_i^2} dx$$

$$C_i = \frac{2TK_{oi} x_{yi}}{\pi^2 x_{mi}} \int_{x_{yi}}^{x_{mi}} \left(\frac{1}{x_i} - \frac{x_{yi}}{x_i^2} \right) dx$$

se resuelve la integral,

$$C_i = \frac{2TK_{oi} x_{yi}}{\pi^2 x_{mi}} \left[\ln x_i + \frac{x_{yi}}{x_i} \right]_{x_{yi}}^{x_{mi}}$$

y se tiene finalmente:

$$C_i = \frac{2TK_{oi}x_{yi}}{\pi^2x_{mi}} \left[\ln x_{mi} - \ln x_{yi} + \frac{x_{yi}}{x_{mi}} - 1 \right] \quad (\text{Ec. 2.34; Cap. 2}) \quad A3-18$$

en donde:

K_{oi} = Rigidez inicial en el i-ésimo nivel

T = Periodo fundamental del sistema

x_{mi} = Desplazamiento máximo en el i-ésimo nivel

x_{yi} = Desplazamiento de fluencia en el i-ésimo nivel.

ANEXO 4

MÉTODO MODIFICADO DE APROXIMACIONES SUCESIVAS

Con el propósito de aproximarse más rápido a la respuesta correcta en el método de iteraciones, es ventajoso hacer correcciones más grandes en cada iteración. Es decir, en lugar de hacer:

$$x_{N+1} = x_N + \Delta x$$

En que

$$\Delta x = f(x_N) + \alpha \Delta x_N$$

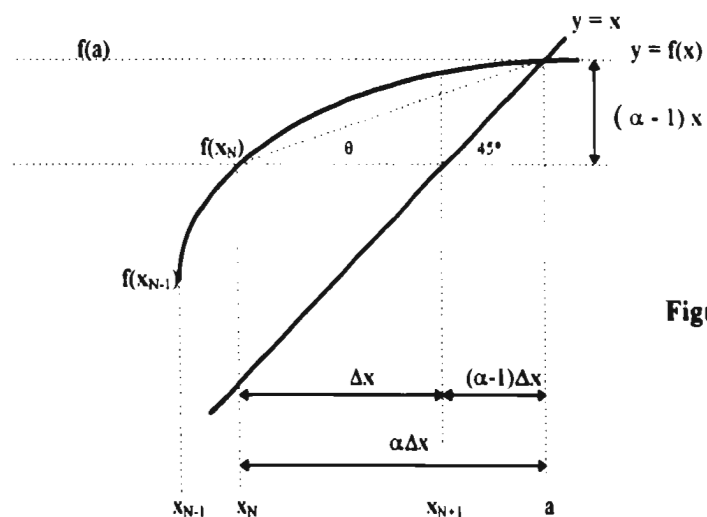


Figura A4.1

La situación se ilustra en la fig. A4.1. La mejor selección de α es la que se muestra, que haría $x_{N+1} = a$.

La distancia entre x_{N+1} y a es $(\alpha-1)\Delta x$, y como $y=x$ es una recta a 45° , entonces, la distancia entre $f(a)$ y $f(x_N)$ es también $(\alpha-1)\Delta x$.

Por lo tanto, la tangente del ángulo θ es:

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{(\alpha-1)\Delta X}{\alpha \Delta X} = \frac{\alpha-1}{\alpha} \quad \text{A4.1}$$

Por otra parte,

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{f(a) - f(x_N)}{a - x_N} \quad \text{A4.2}$$

y, usando el teorema del valor medio,

$$\operatorname{tg}\theta = f'(\psi) \quad \text{A4.3}$$

en que $x_N \leq \psi \leq a$

De A4.1 y A4.3, tenemos,

$$\alpha = \frac{1}{1 - f'(\psi)} \quad \text{A4.4}$$

El valor de ψ es desconocido, pero podemos aproximar el valor de $f'(\psi)$ mediante:

$$f'(\psi) \approx \frac{f(x_N) - f(x_{N-1})}{x_N - x_{N-1}} = \frac{f(x_N) - x_N}{x_N - x_{N-1}} \quad \text{A4.5}$$

Geoméricamente esto es equivalente a dibujar la cuerda entre los puntos $(x_N, f(x_N))$ y $(x_{N-1}, f(x_{N-1}))$ y determinar su intersección con la recta $y = x$.

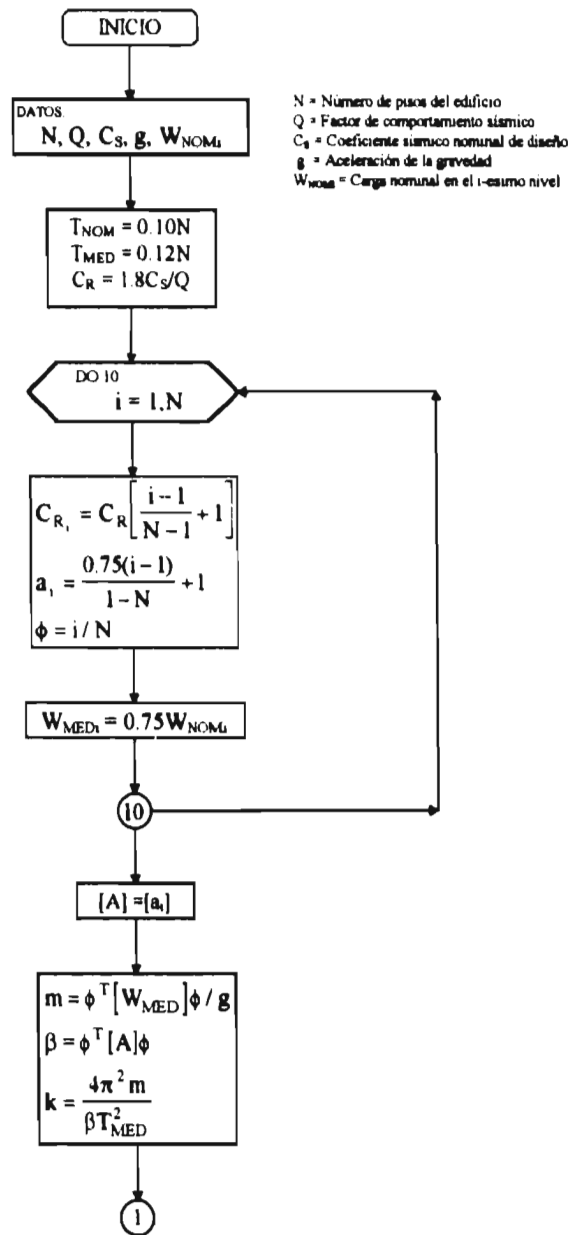
El proceso es entonces:

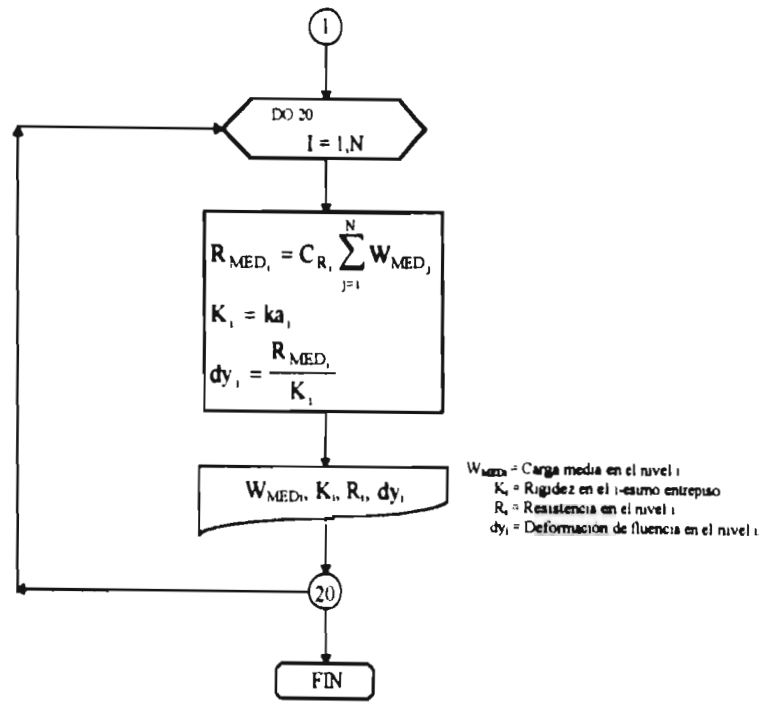
$$x_{N+1} = x_N + \alpha(f(x_N) - x_N) \quad \text{A4.6}$$

en que α se determina con las ecuaciones A4.4 y A4.5.

ANEXO 5.1

DIAGRAMA DE FLUJO PARA DETERMINAR PROPIEDADES DE RIGIDEZ Y DE FLUENCIA DE LA ESTRUCTURA SOPORTANTE





C PROGRAMA PARA DETERMINAR: RIGIDEZES DE ENTREPISO, FUERZAS DE FLUENCIA Y DEFORMACIONES DE FLUENCIA.

```

PARAMETER (NM*20)
PARAMETER (MM*20)
PARAMETER (LM*21)
DIMENSION W(NOM*NM),W(MED*NM),A(MED*NM),B1(NM),B2(NM),B3(NM),Z(NM),ALFA(LM),AMAT(L*NM),MM(CRINM),LAXON(M),DY(NM),R(NM)

WRITE(*,*)
WRITE(*,*)'NOMBRE DEL ARCHIVO DE DATOS'
WRITE(*,*)
OPEN(4,FILE=' ',STATUS='OLD')
WRITE(*,*)
WRITE(*,*)'NOMBRE DEL ARCHIVO DE RESULTADOS'
WRITE(*,*)
OPEN(3,FILE=' ',STATUS='NEW')
READ(4,*)M,N,Q,C,GVDAD

C M= Numero de Niveles
C N= Numero de Grados de Libertad

WRITE(3,*)
WRITE(3,*)'DETERMINACION DE RIGIDEZES Y PROPIEDADES DE FLUENCIA DE UN SISTEMA DE CONSTANTE SEGUN EL RCCDF-87 CON LAS SIGUIENTES
(CARACTERISTICAS'
WRITE(3,*)
TMED=0.12*M
WRITE(3,250)TMED
250 FORMAT('PERIODO ESPERADO DE VIBRACION (Tmed=0.12N)*F4.2;',log)
WRITE(3,*)
WRITE(3,300)
300 FORMAT('CARGAS NOMINALES DE DISENO Wnom:')
WRITE(3,*)
WRITE(3,350)
350 FORMAT('X,GDL',11X,'Wnom.(Kg.?)
DO 5 I=1,N
READ(4,*)W(NOM(I)
WRITE(3,400)N,W(NOM(I)
5 CONTINUE
400 FORMAT('X',J2.12X,F9.2)
WRITE(3,*)
WRITE(3,450)Q
450 FORMAT('FACTOR DE COMPORTAMIENTO SISMICO Q=',1X,F4.2)
WRITE(3,*)
WRITE(3,500)C
500 FORMAT('EFICIENTE SISMICO NOMINAL DE DISENO C=',F4.2)
WRITE(3,*)

COEF=C/Q
CR(MED)=1.0*COEF

A=N-1
DO 10 I=1,N
CR(I)=CR(MED)*(I-1)/(A+1)
10 CONTINUE

DO 15 I=1,N
W(MED(I))=0.75*W(NOM(I)
A(MED(I))=W(MED(I))*GVDAD
15 CONTINUE

DO 30 I=1,N
ALFA(I)=(0.75*(I-1)/(A+1))+1
AJ=I
AN=N
Z(I)=AJ/AN
30 CONTINUE

DO 35 I=1,N
DO 36 J=1,N
IF(I.EQ.J) AMAT(LJ)=ALFA(I)*ALFA(I+1)
IF(I.EQ.-1) AMAT(LJ)=-1*ALFA(I+1)
IF(I.EQ.1) AMAT(LJ)=-1*ALFA(I)
36 CONTINUE
35 CONTINUE

DO 40 J=1,N
B1(J)=0.0
DO 40 I=1,N
B1(J)=B1(J)+Z(I)*AMAT(LJ)
40 CONTINUE

DO 45 I=1,N
B2(I)=0.0
DO 45 K=1,N
B2(I)=B2(I)+B1(K)*Z(K)
45 CONTINUE

FTOR=-B2(N)

```



```

DO 10 I=1,N
  J=1
  B3(I)=0
  B3(I)=B3(I)+AMED(I)*(Z(I)**2)
50 CONTINUE

  RIQ=(39.47841761*B3(N))/(CTMED**2)*FTOR)

DO 55 I=1,N
  AKO(I)=RIG*((10.75*(I-1))-(A))**1)
55 CONTINUE

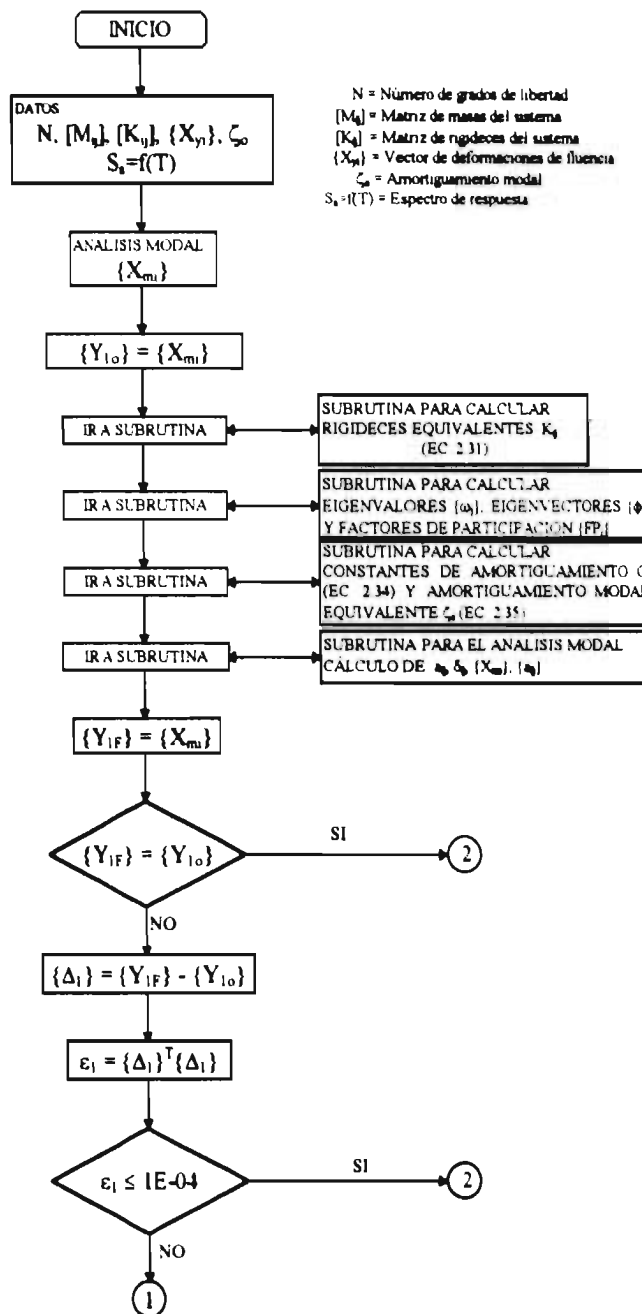
DO 60 I=1,N
DO 60 J=1,N
  R(I,J)=0
  R(I,J)=R(I,J)+CR(I)*W(MED,I)
60 CONTINUE

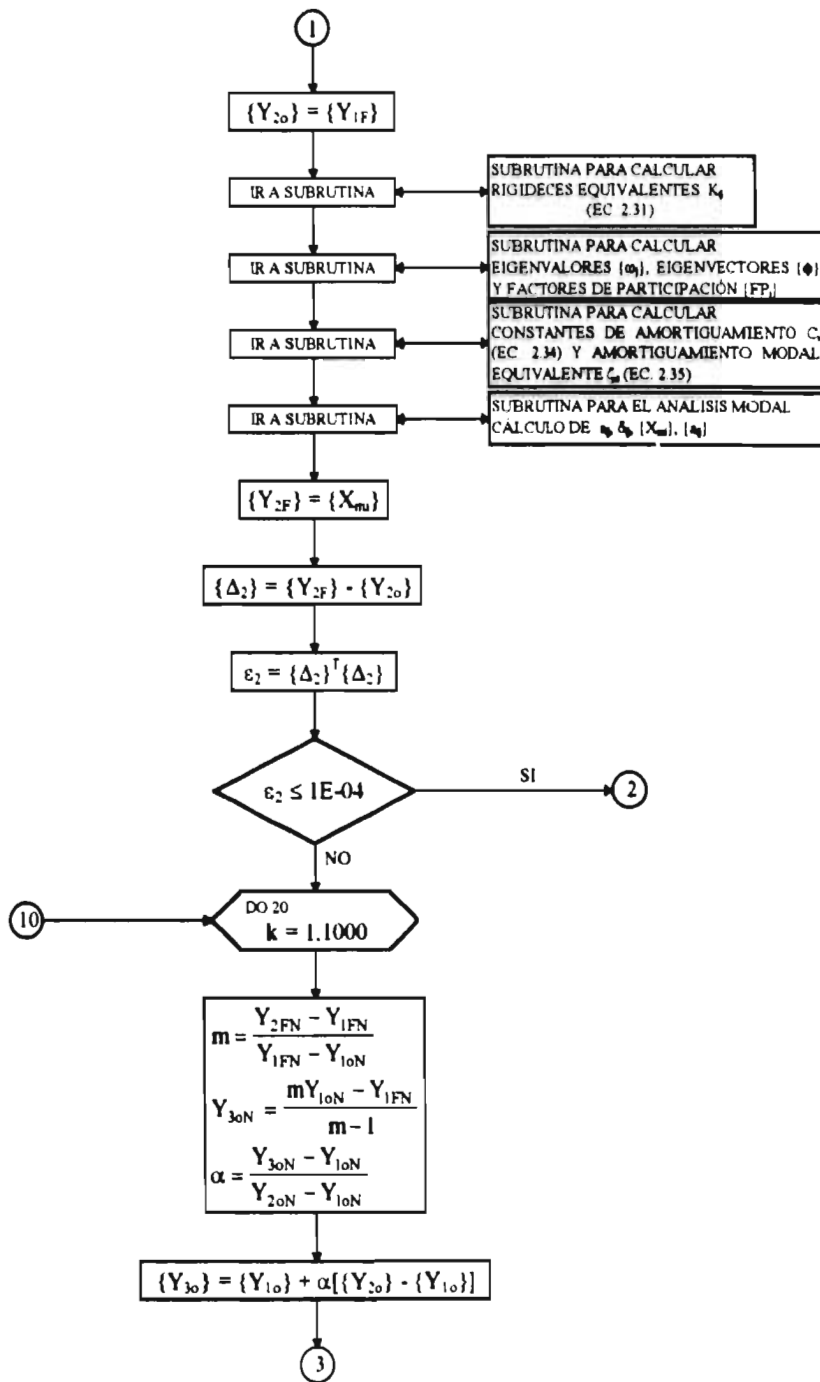
WRITE(3,100)
100 FORMAT('D.L.:4X, 'MASA',5X, 'RESISTENCIA LTRAL DEL ENTREPISO',4X, 'RIGIDEZ',4X, 'DEF DE FLUENCIA')
WRITE(3,150)
150 FORMAT('4X, (Kg-c2/cm),15X, (Kg /,16X, (Kg/cm),8X, (cm.)')
DO 75 I=1,N
  DY(I)=R(I)/AKO(I)
WRITE(3,200),AMED(I),R(I),AKO(I),DY(I)
200 FORMAT('12,4X,F6.2,13X,F10.2,14X,F10.2,6X,F6.3)
75 CONTINUE
STOP
END

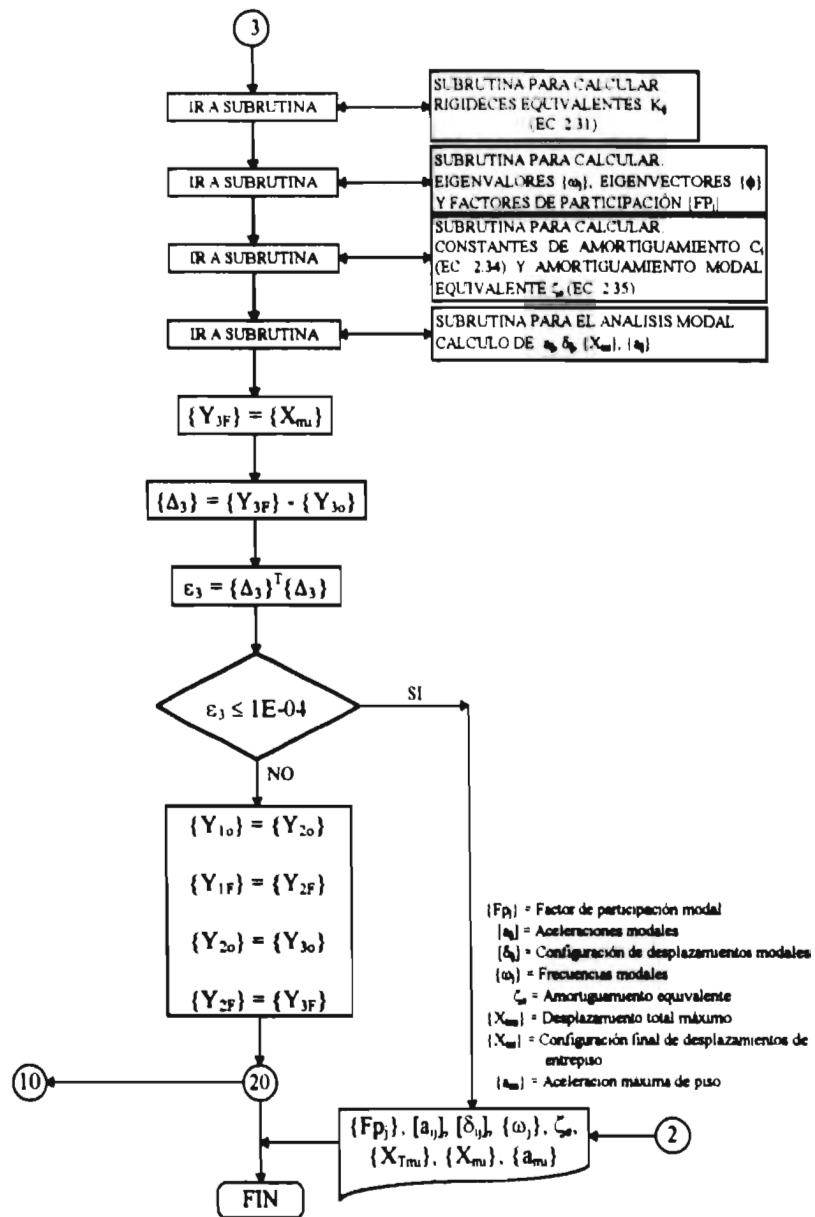
```

ANEXO 5.2

DIAGRAMA DE FLUJO PARA ENCONTRAR LA RESPUESTA MÁXIMA DE UN SISTEMA NO-LINEAL MEDIANTE LINEALIZACIÓN EQUIVALENTE







C METODO ITERATIVO PARA OBTENER LAS PROPIEDADES DEL SISTEMA LINEAL EQUIVALENTE PARA VARIOS GRADOS DE LIBERTAD.

```

C: DATOS
C -NUMERO DE GRADOS DE LIBERTAD (N)
C -MASA(AM) Y RIGIDEZ INICIAL (AKO) DE CADA G D L
C -COEFICIENTE DE AMORTIGUAMIENTO INICIAL (VDADO)
C -DEFORMACION DE FLUENCIA (DF) DE CADA G D L
C -ESPECTRO DE RESPUESTA UTILIZADO PARA EL ANALISIS AFECTADO POR FACTOR DE INTENSIDAD (FTOR)
C
PARAMETER (NM=20)
PARAMETER (MM=20)
DIMENSION AMASA(NM,MM),RGDZ(NM,MM),LAM(NM),AKO(NM),DNPSO(NM),T(NM), ERROR1(NM), ERROR2(NM), Y1(NM), EIGVA(NM),DMAX(NM),DF(NM)
DIMENSION XRN(M,MM),Y3F(NM),Y3(NM),Y2(NM),Y1F(NM),Y2F(NM),FIN(M), VEC1(NM),VEC2(NM),DELT(NM,MM),FP(NM),DIK1,LDIF(1),SAP(NM,MM)
DIMENSION DZF(1),D3K(1),PER(21),SAD(21),ERROR3(NM), VEC3(NM),SAP1(NM,MM),SAP2(NM),SAP3(NM),ACELPSO(NM),DELTA(NM,MM),DELT2(NM)
DIMENSION DELTOT(NM)

WRITE(*,*)
WRITE(*,*)NOMBRE DEL ARCHIVO DE DATOS:
WRITE(*,*)
OPEN(4,FILE=' ',STATUS='OLD')
WRITE(*,*)
WRITE(*,*)NOMBRE DEL ARCHIVO DE RESULTADOS:
WRITE(*,*)
OPEN(3,FILE=' ',STATUS='NEW')
READ(4,*)M,VDADO
WRITE(3,*)RIGIDEZES INICIALES DEL SISTEMA'
DO 5 I=1,N
READ(4,*)AM(I),AKO(I),DF(I)
WRITE(3,*)AKO(I)
5 CONTINUE
WRITE(*,*)
WRITE(*,*)NOMBRE DEL ARCHIVO DE DATOS DEL ESPECTRO PROMEDIO PARA EL 5% DE AMORTIGUAMIENTO:
WRITE(*,*)
OPEN(5,FILE=' ',STATUS='OLD')
READ(5,*)FTOR,M
DO 10 K=1,M
READ(5,*)PER(K),SAD(K)
10 CONTINUE

DO 15 I=1,N
K=I+1
RGDZ(LK)=I*AKO(K)
RGDZ(KJ)=I*AKO(K)
RGDZ(LJ)=AKO(I)*AKO(K)
15 CONTINUE

DO 20 I=1,N
AMASA(I,I)=AM(I)
20 CONTINUE

WRITE(3,*)PORCENTAJE DE AMORTIGUAMIENTO INICIAL:
WRITE(3,*)VDADO

CALL EIGEN(RGDZ,AMASA,N,F,T,XF,EIGVA,FP)
CALL RESPEC(N,M,T,FTOR,PER,SAD,VDADO,EIGVA,FP,XF,DELT,DMAX,SAP1,DNPSO)

DIK(N)=DMAX(N)
WRITE(3,*)CONFIGURACION INICIAL DE DESPLAZAMIENTOS
DO 25 I=1,N
Y1(I)=DNPSO(I)
WRITE(3,*)Y1(I)
25 CONTINUE

CALL RIGER(N,AKO,Y1,DF,RGDZ)
CALL EIGEN(RGDZ,AMASA,N,F,T,XF,EIGVA,FP)
CALL VSCDAD(N,T,F,XF,Y1,DF,AKO,AMASA,VDADO,VCDAD)
CALL RESPEC(N,M,T,FTOR,PER,SAD,VCDAD,EIGVA,FP,XF,DELT,DMAX,SAP1,DNPSO)

WRITE(3,*)CONFIGURACION FINAL DE DESPLAZAMIENTOS
DIF(N)=DMAX(N)
DO 30 I=1,N
Y1F(I)=DNPSO(I)
WRITE(3,*)Y1F(I)
30 CONTINUE

DO 40 I=1,N
VEC1(I)=Y1F(I)-Y1(I)
40 CONTINUE

DO 50 I=1,N
ERROR1(I)=0.0
DO 50 I=1,N
ERROR1(I)=(VEC1(I))**2
50 CONTINUE
WRITE(3,*)MAGNITUD DEL ERROR DE ACUERDO CON YO Y YF
WRITE(3,*)MAGNITUD DEL ERROR=:ERROR1(N)

IF (ERROR1(N).LT 1E-004) GOTO 1000

WRITE(3,*)CONFIGURACION INICIAL DE DESPLAZAMIENTOS

```

```

DO 60 I=1,N
Y2K(I)=Y1F(I)
WRITE(3,*)Y1,Y2K(I)
60 CONTINUE

DO 200 K=1,100
CALL RIGEF(N,AKO,Y2I,DF,RGDZ)
CALL EIGEN(RGDZ,AMASA,N,F,T,XF,EIGVA,FP)
CALL VSCDAD(N,T,F,XF,Y2I,DF,AKO,AMASA,VDADO,VCDAD)
CALL RESPEC(N,M,T,FTOR,PER,SAD,VCDAD,EIGVA,FP,XF,DELT,DMAX,SAPI,DNPSO)

WRITE(3,*)'CONFIGURACION FINAL DE DESPLAZAMIENTOS'
D2F(N)=DMAX(N)
DO 65 I=1,N
Y2F(I)=DNPSO(I)
WRITE(3,*)Y2F(I)
65 CONTINUE

DO 70 I=1,N
VEC2(I)=Y2F(I)-Y2K(I)
70 CONTINUE

DO 75 I=1,N
ERROR2(I)=0.0
DO 75 J=1,N
ERROR2(I)=ERROR2(I)+(VEC2(J))**2
75 CONTINUE

WRITE(3,*)'MAGNITUD DEL ERROR DE ACUERDO CON Y1 Y Y2'
WRITE(3,*)'MAGNITUD DEL ERROR=:',ERROR2(N)

IF (ERROR2(N).LT 1E-06) GOTO 1000

PEND=(D2F(N)-D1F(N))/D1F(N)-D1I(N)
D3(N)=(PEND*D1I(N)-D1F(N))/PEND-I)

ALFA=(D3I(N)-D1F(N))/D2F(N)-D1F(N)

WRITE(3,*)'CONFIGURACION INICIAL DE DESPLAZAMIENTOS'
DO 90 I=1,N
Y3I(I)=Y2I(I)+ALFA*(Y2F(I)-Y2K(I))
WRITE(3,*)Y3I(I)
90 CONTINUE

CALL RIGEF(N,AKO,Y3I,DF,RODZ)
CALL EIGEN(RGDZ,AMASA,N,F,T,XF,EIGVA,FP)
CALL VSCDAD(N,T,F,XF,Y3I,DF,AKO,AMASA,VDADO,VCDAD)
CALL RESPEC(N,M,T,FTOR,PER,SAD,VCDAD,EIGVA,FP,XF,DELT,DMAX,SAPI,DNPSO)

D1K(N)=D3I(N)
D1F(N)=DMAX(N)

WRITE(3,*)'CONFIGURACION FINAL DE DESPLAZAMIENTOS'
DO 95 I=1,N
Y3F(I)=DNPSO(I)
WRITE(3,*)Y3F(I)
95 CONTINUE

DO 100 I=1,N
VEC3(I)=Y3F(I)-Y3K(I)
100 CONTINUE

DO 105 I=1,N
ERROR3(I)=0.0
DO 105 J=1,N
ERROR3(I)=ERROR3(I)+(VEC3(J))**2
105 CONTINUE

WRITE(3,*)'MAGNITUD DEL ERROR DE ACUERDO CON Y1 Y Y2'
WRITE(3,*)'MAGNITUD DEL ERROR=:',ERROR3(N)

IF (ERROR3(N).LT 1E-06) GOTO 1000

DO 110 I=1,N
Y1K(I)=Y3K(I)
110 CONTINUE

WRITE(3,*)'CONFIGURACION INICIAL DE DESPLAZAMIENTOS'
DO 115 I=1,N
Y2K(I)=Y3F(I)
WRITE(3,*)Y2K(I)
115 CONTINUE
200 CONTINUE

1000 WRITE(3,*)'.....'
WRITE(3,900)
900 FORMAT(17X,'PROPIEDADES AL FINAL DEL CICLO')
WRITE(3,*)'.....'
WRITE(3,300)
300 FORMAT(5X,'NIVEL',2X,'MODO',2X,'FTOR. DE PART.',2X,'ACELERACION',4X,'DEFORMACIONES')

```

```

DO 120 I=1,N
DO 120 J=1,N
WRITE(3,400)J,FR(J),SAPK(LJ),DELTL(J)
400 FORMAT(6X,I2,5X,I2,4X,F10.7,5X,F10.5,6X,F9.5)
120 CONTINUE

C DETERMINACION DE LA ACELERACION DE PISO Y DE DESPLAZAMIENTOS TOTALES UTILIZANDO EL METODO DE LA RAIZ CUADRADA DE LA
C SUMA DE LOS CUADRADOS

DO 360 I=1,N
DO 360 J=1,N
SAPK(LJ)=(SAPK(LJ))**2
DELTL(LJ)=(DELTL(LJ))**2
360 CONTINUE

DO 370 I=1,N
SAPX(I)=0.0
DO 370 J=1,N
SAPX(I)=SAPX(I)+SAP1(LJ)
DELTX(I)=DELTX(I)+DELTL(LJ)
370 CONTINUE

C SAD(I) CORRESPONDE A LA ACELERACION MAXIMA DEL SUELO
DO 380 I=1,N
SAPX(I)=(SAD(I))*100*FTOR)**2
380 CONTINUE

WRITE(3,*)
WRITE(3,1500)
1500 FORMAT(18X,DESPLAZAMIENTO TOTAL MAXIMO)
WRITE(3,*)
WRITE(3,1600)
1600 FORMAT(19X,NIVEL:3X,DESPLAZAMIENTO(C.M.))
DO 483 I=1,N
DELTOT(I)=(DELTX(I))**0.50
WRITE(3,1700)DELTOT(I)
1700 FORMAT(20X,I2,7X,F8.4)
483 CONTINUE

WRITE(3,*)
WRITE(3,1100)
1100 FORMAT(20X,ACELERACION MAXIMA DE PISO)
WRITE(3,*)
WRITE(3,1200)
1200 FORMAT(19X,NIVEL:3X,ACELERACION(CM/SEG2))
DO 380 I=1,N
ACELPSO(I)=(SAPX(I))**0.50
WRITE(3,1300)ACELPSO(I)
1300 FORMAT(20X,I2,6X,F12.7)
380 CONTINUE

WRITE(3,*)
WRITE(3,500)
500 FORMAT(15X,FRECUENCIAS NATURALES PARA CADA MODOS)
WRITE(3,*)
WRITE(3,1400)
1400 FORMAT(20X,MODOS:4X,FRECUENCIA(RAD/SEG))
DO 130 I=1,N
WRITE(3,600)F(I)
600 FORMAT(20X,I2,10X,F7.3)
130 CONTINUE
WRITE(3,*)
WRITE(3,700)
700 FORMAT(14X,PORCENTAJE DE AMORTIGUAMIENTO CRITICO)
WRITE(3,800)VCCDAD
800 FORMAT(20X,F6.4)
STOP
END

C *****
SUBROUTINE RIGEF(N,AKO,YI,DF,RGDZ)

PARAMETER (NM=20)
PARAMETER (MM=20)
PARAMETER (LN=21)
DIMENSION RGDZ(NM,MM),AKO(NM),Y(NM),DF(NM),AKER(LN)

C CALCULO DE LAS RIGIDECES EFECTIVAS EN CADA CICLO ITERATIVO

WRITE(3,*)RIGIDECES EFECTIVAS
DO 15 I=1,N
IF(Y(I).GE.DR(T)) GOTO 5
AKER(I)=AKO(I)
GOTO 10
5 AKER(I)=(AKO(I)*DF(I)*Y(I))**(1+LOG(Y(I))-LOG(DF(I)))
10 WRITE(3,*)I,Y(I),AKER(I)
15 CONTINUE

DO 30 I=1,N
DO 30 J=1,N

```

```

IF(I.EQ J) RGDZ(I,J)=ACEF(I)*ACEF(I+1)
IF(I.J.EQ -1) RGDZ(I,J)=-1*ACEF(I+1)
IF(I.J.EQ 1) RGDZ(I,J)=1*ACEF(I)
30 CONTINUE
20 CONTINUE
RETURN
END

C *****
SUBROUTINE VSCDAD(N,T,F,XF,YL,DF,AKO,AMASA,VDADO,VCDAD)

PARAMETER (NM=20)
PARAMETER (MM=20)
DIMENSION R(N,M,MM),ACEF(NM),AC2(NM),AC1(NM),XF(NM,MM), AMASA(NM,MM),F(NM,T,MM),Y(NM),DF(NM),AKO(NM)

C PROCESO PARA DETERMINAR LA CONSTANTE DE VISCOSIDAD EFECTIVA DEL SISTEMA (VCDAD)

WRITE(3,'*AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS')
DO 190 I=1,N
IF(Y(I).GE DF(I)) GOTO 170
ACEF(I)=0.0
GOTO 180
170 ACEF(I)=(2*AKO(I)*T(I)*DF(I))/(3.141592654**2*Y(I))*LOG(Y(I))-LOG(DF(I))*DF(I)/Y(I)-1)
180 WRITE(3,'I,Y(I),ACEF(I)')
190 CONTINUE

DO 200 I=2,N
K=I-1
DO 200 J=1,N
R(I,J)=XF(I,J)-XF(K,J)
200 CONTINUE

DO 205 J=1,N
R(I,J)=XF(I,J)
205 CONTINUE

DO 210 I=1,N
K=I-1
AC1(I)=0.0
AC1(I)=AC1(K)+ACEF(I)*(R(I,1)**2)
210 CONTINUE

DO 215 I=1,N
K=I-1
AC2(I)=0.0
AC2(I)=AC2(K)+AMASA(I,1)*(XF(I,1)**2)
215 CONTINUE

VCDAD=VDADO+AC1(N)/(AC2(N)**F(1))
WRITE(3,'*PORCENTAJE DE AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO')
WRITE(3,'*VCDAD')
RETURN
END

C *****
SUBROUTINE RESPEC(N,M,T,FTOR,PER,SAD,EIGVA,FP,XF,DELTD,DMAX,SAP,DNPSO)
PARAMETER (NM=20)
PARAMETER (MM=20)
DIMENSION T(NM),SAS(NM),SAY(NM),SA(NM),DELTD(NM,MM),EIGVA(NM),FP(NM),XF(NM,MM),DEL2(NM,MM),DEL3(NM,MM),DEL4(NM)
DIMENSION DMAX(NM),DNPSO(NM),PER(21),SAD(21),SAP(NM,MM)

C CALCULO DE LA RESPUESTA MAXIMA EMPLEANDO ESPECTROS DE RESPUESTA ELASTICA SIMULADA PROMEDIOS NORMALIZADOS CON
C RESPECTO AL ESPECTRO SIMULADO PROMEDIO PARA 5% DE AMORTIGUAMIENTO

DO 210 J=1,N
DO 210 K=1,MM
IF (T(J).LE PER(K)) GOTO 210
IF (T(J).GE PER(K+1)) GOTO 210
SAS(J)=((SAD(K+1)-SAD(K))*(T(J)-PER(K))/(PER(K+1)-PER(K))+SAD(K)*100)
210 CONTINUE

DO 220 J=1,N
DO 220 I=1,N
230 IF (T(I).LE 1.4) GOTO 240
IF (T(I).LE 1.6) GOTO 250
IF (T(I).LE 3.0) GOTO 260
GOTO 250
240 SAY(I)=0.981
GOTO 280
250 SAY(I)=1.02*(0.06/(VCDAD+0.06))**0.894-0.40
GOTO 280
260 SAY(I)=1.76*(0.02/(VCDAD+0.02))**0.958-0.40
280 SAS(I)=SAS(I)*SAY(I)*FTOR

290 SAP(I,J)=SAS(I)*FP(I)*XF(I,J)
DELTD(I,J)=SAP(I,J)/EIGVA(I)
220 CONTINUE

```


C DETERMINACION DE LOS DESPLAZAMIENTOS EMPLEANDO EL METODO DE LA RAIZ CUADRADA DE LA SUMA DE LOS CUADRADOS

```

DO 300 I=2,N
  K=I-1
  DO 300 J=1,N
    DEL1(LJ)=DEL1(LJ)-DEL1(K,K)
300 CONTINUE

```

```

DO 310 J=1,N
  DEL2(LJ)=DEL1(LJ)
310 CONTINUE

```

```

DO 320 I=1,N
  DO 320 J=1,N
    DEL3(LJ)=(DEL2(LJ))**2
320 CONTINUE

```

```

DO 330 I=1,N
  DEL4(T)=0.0
  DO 330 J=1,N
    DEL4(T)=DEL4(T)+DEL3(LJ)
330 CONTINUE

```

```

DO 340 I=1,N
  DNPSO(T)=(DEL4(T))**0.50
340 CONTINUE

```

```

DO 350 I=1,N
  J=I-1
  DMAX(O)=0.0
  DMAX(T)=DMAX(J)+DNPSO(T)
350 CONTINUE
RETURN
END

```

C
SUBROUTINE EIGEN(RGDZ,AMASA,N,F,T,XF,EIGV,FP)

C SUBROUTINA PARA DETERMINAR EIGENVALORES Y EIGENVECTORES
C DATOS
C -NUMERO DE GRADOS DE LIBERTAD (N)
C -MASA (AM) Y RIGIDEZ (AKO) DE CIGDL

PARAMETER (NM=20)
PARAMETER (MM=20)
DIMENSION AMASA(NM,MM),RGDZ(NM,MM),FKNM,MM),EIGV(NM),AL(NM),QQ(NM,MM),OTE(NM,MM),AMU(NM,MM),UCNM,MM),BMU(NM,MM)
DIMENSION FNM,EPHIT(NM,MM),XF(NM,MM),A2(NM,MM),TINM,FPNM),AJ(NM),EVINM,MM)

C INICIO DEL PROCESO PARA ENCONTRAR LOS EIGENVALORES Y EIGENVECTORES. LOS EIGENVALORES SERAN DADOS COMO 1/W2 [AMU(LJ)],
C LUEGO SE TRANSFORMAN A W2 [EIGV(T)], LOS EIGENVECTORES SON ALMACENADOS TODOS EN LA MATRIZ XF(LJ), Y ESTAN ASOCIADOS A W2

CALL DESCOM(RGDZ,U,N)

```

DO 110 I=1,N
  DO 110 J=1,N
110 FK(LJ)=0.0
DO 120 I=1,N
  FK(LJ)=1.0*U(LJ)
DO 140 J=1,N
  DO 140 II=1,N
    I=N-II+1
    IF (I.GE.J) GOTO 140
    IP=I+1
    SUM=0.0
    DO 130 K=IP,J
130 SUM=SUM+U(L,K)*FK(LJ)
    FK(LJ)=SUM/U(L,I)
140 CONTINUE
DO 170 I=1,N
  DO 170 J=1,N
170 OTE(LJ)=FK(J,I)

```

```

DO 10 I=1,N
  DO 10 J=1,N
    BMU(K,I)=0.0
  DO 10 K=1,N
    BMU(LJ)=BMU(LJ)+AMASA(I,K)*FK(K,I)
10 CONTINUE

```

```

DO 12 I=1,N
  DO 12 J=1,N
    AMU(LJ)=0.0
  DO 12 K=1,N
    AMU(LJ)=AMU(LJ)+OTE(I,K)*BMU(K,I)
12 CONTINUE

```

CALL JACOBI (AMU,N,EV,I 0E-05,100)

```

DO 13 I=1,N
  DO 13 J=1,N

```

```

      XF(I,J)=0.0
      DO 13 K=1,N
      XF(I,J)=XF(I,J)+FK(I,K)*EV(K,J)
13  CONTINUE

      DO 95 J=1,N
      CTE=XF(I,J)
      DO 95 I=1,N
      XF(I,J)=XF(I,J)/CTE
95  CONTINUE

C   ENSAMBLE DEL VECTOR DE VALORES CARACTERISTICOS (EIGVA)

      DO 445 I=1,N
      EIGVA(I)=1/AMUL(I)
445  CONTINUE

C   CALCULO DE LA FRECUENCIA ANGULAR (F) Y DEL PERIODO (T) DE CADA MODO DE VIBRACION DEL SISTEMA.

      WRITE(3,*)'FRECUENCIAS ANGULARES'
      DO 1100 I=1,N
      F(I)=SQRT(EIGVA(I))
      WRITE(3,*)F(I)
      T(I)=(2*3.14159265)/F(I)
1100  CONTINUE

      DO 42 I=1,N
      DO 42 J=1,N
      EPHT(I,J)=XF(I,J)
42  CONTINUE

C   FIN DEL PROCESO PARA CALCULAR EIGENVALORES Y EIGENVECTORES
C   CALCULO DEL VECTOR DE PARTICIPACION MODAL (P)

      DO 14 I=1,N
      DO 14 J=1,N
      QQ(I,J)=0.0
      DO 14 K=1,N
      QQ(I,J)=QQ(I,J)+EPHT(I,K)*AMASA(K,J)
14  CONTINUE

      DO 215 I=1,N
      AX(I)=1.0
215  CONTINUE

      DO 15 I=1,N
      AL(I)=0.0
      DO 15 K=1,N
      AL(I)=AL(I)+QQ(I,K)*AJ(K)
15  CONTINUE

      DO 315 I=1,N
      DO 315 J=1,N
      A2(I,J)=0.0
      DO 315 K=1,N
      A2(I,J)=A2(I,J)+QQ(I,K)*XF(K,J)
315  CONTINUE

      DO 415 I=1,N
      FP(I)=AL(I)/A2(I)
415  CONTINUE

      RETURN
      END

C   *****
C   SUBROUTINE DESCOM (A,U,N)

C   SUBROUTINA PARA TRANSFORMAR LA MATRIZ DE RIGIDEZ DE ORDEN N*N USANDO METODO DE CHOLESKI
C   (MATRIZ TRIANGULAR SUPERIOR U)
      PARAMETER (NM=20)
      PARAMETER (MM=20)
      DIMENSION A(NM,MM),U(NM,MM)

      DO 10 I=1,N
      DO 10 J=1,N
      U(I,J)=0.0
      U(I,I)=SQRT(A(I,I))
      DO 90 J=2,N
90  U(I,J)=A(I,J)/U(I,I)
      DO 40 I=2,N
      IM=I-1
      SUM=0.0
      DO 30 K=1,IM
30  SUM=SUM+U(K,I)**2
      U(I,I)=SQRT(A(I,I)-SUM)
      J=I+1
      SUM=0.0
      DO 23 K=1,IM
23  SUM=SUM+U(K,I)*U(K,J)

```

```

      U(I,J)=A(I,J)-SUM(Y(I,K))
40  CONTINUE
      RETURN
      END

C *****
SUBROUTINE JACOBI (D,N,E,EPS,ITMAX)

C  SUBROUTINA PARA ENCONTRAR LOS EIGEN VALORES Y EIGEN VECTORES DE UNA MATRIZ SIMETRICA
C  (MATRIZ A.M.U.)

      PARAMETER (NM=20)
      PARAMETER (MM=20)
      DIMENSION D(NM,MM),E(NM,MM)

      ITER=0

      DO 105 I=1,N
      DO 105 J=1,N
      E(I,J)=0.0
105  E(I,J)=1.0
115  ZZ=0.0
      NM1=N-1
      DO 110 I=1,NM1
      IP1=I+1
      DO 110 J=IP1,N
      IF (ABS(D(I,J)) LE ZZ)GOTO 110
      ZZ=ABS(D(I,J))
      IR=I
      IC=J
110  CONTINUE
      IF(ITER EQ 0) YY=ZZ*EPS
      IF (ZZ LE YY) GOTO 210
      DIF=D(IR,IR)-D(IC,IC)
      TANZ=(-DIF+SQRT(DIF**2+4.0*ZZ**2))/(2.0*D(IR,IC))
      COSZ=1.0/SQRT(1.0+TANZ**2)
      SINZ=COSZ*TANZ
      DO 120 I=1,N
      ZZZ=E(I,IR)
      E(I,IR)=COSZ*ZZZ+SINZ*E(I,IC)
120  E(I,IC)=COSZ*E(I,IC)-SINZ*ZZZ
      I=I
130  IR(I EQ IR) GOTO 140
      YYY=D(I,IR)
      D(I,IR)=COSZ*YYY+SINZ*D(I,IC)
      D(I,IC)=COSZ*D(I,IC)-SINZ*YYY
      I=I+1
      GOTO 130
140  I=IR+1
150  IF (I EQ N) GOTO 160
      YYY=D(I,IR)
      D(I,IR)=COSZ*YYY+SINZ*D(I,IC)
      D(I,IC)=COSZ*D(I,IC)-SINZ*YYY
      I=I+1
      GOTO 150
160  I=IC+1
170  IF (I GT N) GOTO 100
      ZZZ=D(I,IR)
      D(I,IR)=COSZ*ZZZ+SINZ*D(IC,I)
      D(IC,I)=COSZ*D(IC,I)-SINZ*ZZZ
      I=I+1
      GOTO 170
100  YYY=D(IR,IR)
      D(IR,IR)=YYY*COSZ**2-D(IR,IC)**2.0*COSZ*SINZ+D(IC,IC)*SINZ**2
      D(IC,IC)=D(IC,IC)*COSZ**2+YYY*SINZ**2-D(IR,IC)**2.0*COSZ*SINZ
      D(IR,IC)=0.0
      ITER=ITER+1
      IF(ITER LT ITMAX) GOTO 115
210  RETURN
      END

```

ARCHIVO DE RESULTADOS PARA EL SISTEMA PRINCIPAL CON PERIODO DE 2.0seg Y UN FACTOR DE INTENSIDAD DEL ESPECTRO DE RESPUESTA DE 0.70

RINDIMIENTOS INICIALES DEL SISTEMA

1	1.0000000000
2	1.0000000000
3	0.9999999999
4	0.9999999999
5	0.9999999999

PORCENTAJE DE AMORTIGUAMIENTO INICIAL

1	0.0000000000
---	--------------

FRECUENCIAS ANGULARES

1	1.0000000000
2	8.3333333333
3	0.0000000000
4	1.0000000000
5	1.0000000000

CONFIGURACION INICIAL DE DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISO

1	10.0000000000
2	13.1111111111
3	15.0000000000
4	17.0000000000
5	15.0000000000

RECIERDOS OPTATIVAS

1	1100.0000000000
2	9000.0000000000
3	1000.0000000000
4	5000.0000000000
5	3000.0000000000

FRECUENCIAS ANGULARES

1	2.0000000000
2	5.0000000000
3	8.3333333333
4	11.3333333333
5	15.0000000000

AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS

1	11.4500000000
2	888.0000000000
3	963.3333333333
4	456.0000000000
5	258.0000000000

PORCENTAJE DE AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO

1	1.0000000000
---	--------------

CONFIGURACION FINAL DE DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISO

1	10.0000000000
2	12.3211111111
3	13.5000000000
4	14.4000000000
5	13.6000000000

MAGNITUD DEL ERROR DE ACERTAMIENTO EN % Y N

Magnitud del error = 0.0000000000

CONFIGURACION FINAL DE DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISO

1	10.0000000000
2	12.3211111111
3	13.5000000000
4	14.4000000000
5	13.6000000000

RECIERDOS OPTATIVAS

1	1100.0000000000
2	1111.1111111111
3	1010.0000000000
4	480.0000000000
5	270.0000000000

FRECUENCIAS ANGULARES

1	2.0000000000
2	5.0000000000
3	8.3333333333
4	11.3333333333
5	15.0000000000

AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS

1	10.0000000000
2	78.0000000000
3	10.0000000000
4	20.0000000000
5	10.0000000000

PORCENTAJE DE AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO

1	1.0000000000
---	--------------

CONFIGURACION FINAL DE DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISO

1	10.0000000000
2	11.0000000000
3	10.0000000000
4	10.0000000000
5	10.0000000000

MAGNITUD DEL ERROR DE ACERTAMIENTO EN % Y N

Magnitud del error = 0.0000000000

CONFIGURACION FINAL DE DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISO

1	10.0000000000
2	11.0000000000
3	10.0000000000
4	10.0000000000
5	10.0000000000

ARCHIVO DE RESULTADOS PARA EL SISTEMA PRINCIPAL CON PERIODO DE 2.0seg Y UN FACTOR DE INTENSIDAD DEL ESPECTRO DE RESPUESTA DE 0.70

RIGIDEZES INICIALES DEL SISTEMA
 1 15446 620000
 2 12550 380000
 3 9654 140000
 4 6757 900000
 5 3861 660000

PORCENTAJE DE AMORTIGUAMIENTO INICIAL
 3 00000E-002

FRECUENCIAS ANGULARES
 1 2 6011100
 2 6 2329770
 3 9 6190900
 4 13 0980600
 5 17 1814300

CONFIGURACION INICIAL DE DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISO
 1 19 9738000
 2 23 1271600
 3 25 9774100
 4 27 8115100
 5 25 8996000

RIGIDEZES EFECTIVAS
 1 11509 320000
 2 9606 6910000
 3 7490 9710000
 4 5293 6290000
 5 3039 8600000

FRECUENCIAS ANGULARES
 1 2 2805810
 2 5 4869390
 3 8 4731660
 4 11 5157400
 5 15 0242200

AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS
 1 1145 2660000
 2 888 785000
 3 664 1932000
 4 456 8819000
 5 258 2534000

PORCENTAJE DE AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO
 1 341973E-001

CONFIGURACION FINAL DE DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISO
 1 10 9958700
 2 12 3221700
 3 13 9902000
 4 14 4569300
 5 13 6875700

MAGNITUD DEL ERROR DE ACUERDO CON Y₀ Y Y₁
 Magnitud del error= 6 78 2725000

CONFIGURACION INICIAL DE DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISO
 1 10 9958700
 2 12 3221700
 3 13 9902000
 4 14 4569300
 5 13 6875700

RIGIDEZES EFECTIVAS
 1 14586 6500000
 2 12115 4900000
 3 9416 5820000
 4 6621 1700000
 5 3779 5040000

FRECUENCIAS ANGULARES
 1 2 5575840
 2 6 1387640
 3 9 4816690
 4 12 9045700
 5 16 8693700

AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS
 1 332 7752000
 2 178 4790000
 3 100 7640000
 4 58 9371900
 5 35 2728700

PORCENTAJE DE AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO
 4 798027E-002

CONFIGURACION FINAL DE DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISO
 1 15 3145100
 2 17 3106600
 3 19 2018300
 4 20 4481100
 5 19 1231400

MAGNITUD DEL ERROR DE ACUERDO CON Y₁ Y Y₁
 Magnitud del error= 140 4657000

CONFIGURACION INICIAL DE DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISO
 1 13 9613500
 2 15 7476200

3 17 4435400
 4 18 5708900
 5 17 4200100
RIGIDEZES EFECTIVAS
 1 13479 4400000
 2 11383 7900000
 3 8813 1400000
 4 6215 8550000
 5 3555 7160000
FRECUENCIAS ANGULARES
 1 2 4703740
 2 5 9384260
 3 9 1736530
 4 12 4761400
 5 16 2793200
AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS
 1 671 8237000
 2 457 0117000
 3 312 6216000
 4 204 6541000
 5 115 7717000
POBCENTAJE DE AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO
 7.863589E-002
CONFIGURACION FINAL DE DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISO
 1 13 7863600
 2 15 4447300
 3 17 0282700
 4 18 0756200
 5 16 9214700
MAGNITUD DEL ERROR DE ACUERDO CON Y1 y Y2
 Magnitud del error= 7.886402E-001
CONFIGURACION INICIAL DE DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISO
 1 13 7863600
 2 15 4447300
 3 17 0282700
 4 18 0756200
 5 16 9214700
RIGIDEZES EFECTIVAS
 1 13544 0200000
 2 11359 0000000
 3 8882 0500000
 4 6268 4530000
 5 3587 8300000
FRECUENCIAS ANGULARES
 1 2 4790750
 2 5 9614380
 3 9 2094990
 4 12 5227300
 5 16 3335700
AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS
 1 652 9774000
 2 433 7952000
 3 290 6409000
 4 187 5029000
 5 105 2790000
POBCENTAJE DE AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO
 7.576413E-002
CONFIGURACION FINAL DE DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISO
 1 13 9178100
 2 15 5608700
 3 17 1343000
 4 18 1710100
 5 16 9405200
MAGNITUD DEL ERROR DE ACUERDO CON Y1 y Y2
 Magnitud del error= 5.587525E-002
CONFIGURACION INICIAL DE DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISO
 1 13 8894900
 2 15 5358500
 3 17 1114600
 4 18 1504700
 5 16 9756500
RIGIDEZES EFECTIVAS
 1 13505 9200000
 2 11336 2100000
 3 8868 2600000
 4 6260 5250000
 5 3584 3510000
FRECUENCIAS ANGULARES
 1 2 4767710
 2 5 9568690
 3 9 2025190
 4 12 5122000
 5 16 3170500
AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS
 1 663 3550000
 2 440 7669000
 3 295 1447000
 4 190 1917000
 5 106 4878000

PORCENTAJE DE AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO
 $\ast 652042E-002$
CONFIGURACION FINAL DE DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISO
1 13 9097600
2 15 5381200
3 17 0997800
4 18 1277000
5 16 9449000
MAGNITUD DEL ERROR DE ACUERDO CON Y1 y Y2
Magnitud del error= 2 01 9803E 003
CONFIGURACION INICIAL DE DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISO
1 13 9097600
2 15 5381200
3 17 0997800
4 18 1277000
5 16 9449000
RIGIDEZES EFECTIVAS
1 13498 4500000
2 11333 6400000
3 8870 1980000
4 6262 9370000
5 3586 3260000
FRECUENCIAS ANGULARES
1 2 4768070
2 5 9575200
3 9 2035830
4 12 5130300
5 16 3165300
AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS
1 665 2507000
2 440 9233000
3 294 5476000
4 189 4254000
5 105 8561000
PORCENTAJE DE AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO
 $\ast 650745E-002$
CONFIGURACION FINAL DE DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISO
1 13 9260500
2 15 5382500
3 17 0894700
4 18 1338400
5 16 9303600
MAGNITUD DEL ERROR DE ACUERDO CON Y1 y Y2
Magnitud del error= 6 213601E-004
CONFIGURACION INICIAL DE DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISO
1 13 9260500
2 15 5382500
3 17 0899100
4 18 1342300
5 16 9295700
RIGIDEZES EFECTIVAS
1 13492 1200000
2 11335 6100000
3 8871 9980000
4 6262 2450000
5 3587 3100000
FRECUENCIAS ANGULARES
1 2 4767340
2 5 9575650
3 9 2033700
4 12 5127400
5 16 3162100
AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS
1 666 8821000
2 440 9457000
3 294 0036000
4 189 6500000
5 105 5446000
PORCENTAJE DE AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO
 $\ast 652777E-002$
CONFIGURACION FINAL DE DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISO
1 13 9267900
2 15 5411100
3 17 0935400
4 18 1225700
5 16 9287300
MAGNITUD DEL ERROR DE ACUERDO CON Y1 y Y2
Magnitud del error= 1 668885E-004
CONFIGURACION INICIAL DE DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISO
1 13 9267900
2 15 5411100
3 17 0935900
4 18 1225700
5 16 9287300
RIGIDEZES EFECTIVAS
1 13492 1700000
2 11334 8900000
3 8871 2230000
4 6263 4810000
5 3587 3640000

FRECUENCIAS ANGULARES

1 2.4767360
 2 5.9576740
 3 9.2038620
 4 12.5130100
 5 16.3158000

AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS

1 666.8675000
 2 441.1507000
 3 294.2415000
 4 189.2383000
 5 105.5273000

PORCENTAJE DE AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO

7.652646E-002

CONFIGURACION FINAL DE DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISO

1 13.9270300
 2 15.5424400
 3 17.0954300
 4 18.1189800
 5 16.9283900

MAGNITUD DEL ERROR DE ACUERDO CON Y1 y Y2

Magnitud del error= 1.819966E-005

PROPIEDADES AL FINAL DEL CICLO ITERATIVO

G.D.L. MODO FTOR. DE PART. ACELERACION DESPLAZAMIENTO

G.D.L.	MODO	FTOR. DE PART.	ACELERACION	DESPLAZAMIENTO
1	1	-2374431	85.17673	13.88550
1	2	-2161027	34.85751	98207
1	3	-1895381	33.54834	39603
1	4	-1842415	25.49257	16281
1	5	-1747222	22.77300	08555
2	1	-2374431	180.39610	29.40814
2	2	-2161027	61.63876	1.73660
2	3	-1895381	39.66860	46828
2	4	-1842415	8.35223	05334
2	5	-1747222	22.22839	-08350
3	1	-2374431	285.20080	46.49340
3	2	-2161027	62.58891	1.76337
3	3	-1895381	-3.94466	-04243
3	4	-1842415	-33.41329	-21340
3	5	-1747222	10.27677	03860
4	1	-2374431	395.96490	64.55014
4	2	-2161027	16.10682	45379
4	3	-1895381	-58.30858	-68832
4	4	-1842415	20.11320	12846
4	5	-1747222	-2.49067	-00936
5	1	-2374431	498.06760	81.19490
5	2	-2161027	-86.54569	-2.43833
5	3	-1895381	31.84848	37597
5	4	-1842415	-4.73296	-03023
5	5	-1747222	33502	00126

DESPLAZAMIENTO TOTAL MAXIMO

G.D.L. DESPLAZAMIENTO(cm)

1 13.9270
 2 29.4633
 3 46.5273
 4 64.5555
 5 81.2324

ACELERACION MAXIMA DE PISO

G.D.L. ACELERACION(cm/seg²)

1 106.0459000
 2 235.5553000
 3 321.7120000
 4 421.7405000
 5 523.0728000

FRECUENCIAS NATURALES PARA CADA MODO

MODO FRECUENCIA(rad/seg)

1 2.477
 2 5.958
 3 9.204
 4 12.513
 5 16.316

PORCENTAJE DE AMORTIGUAMIENTO CRITICO

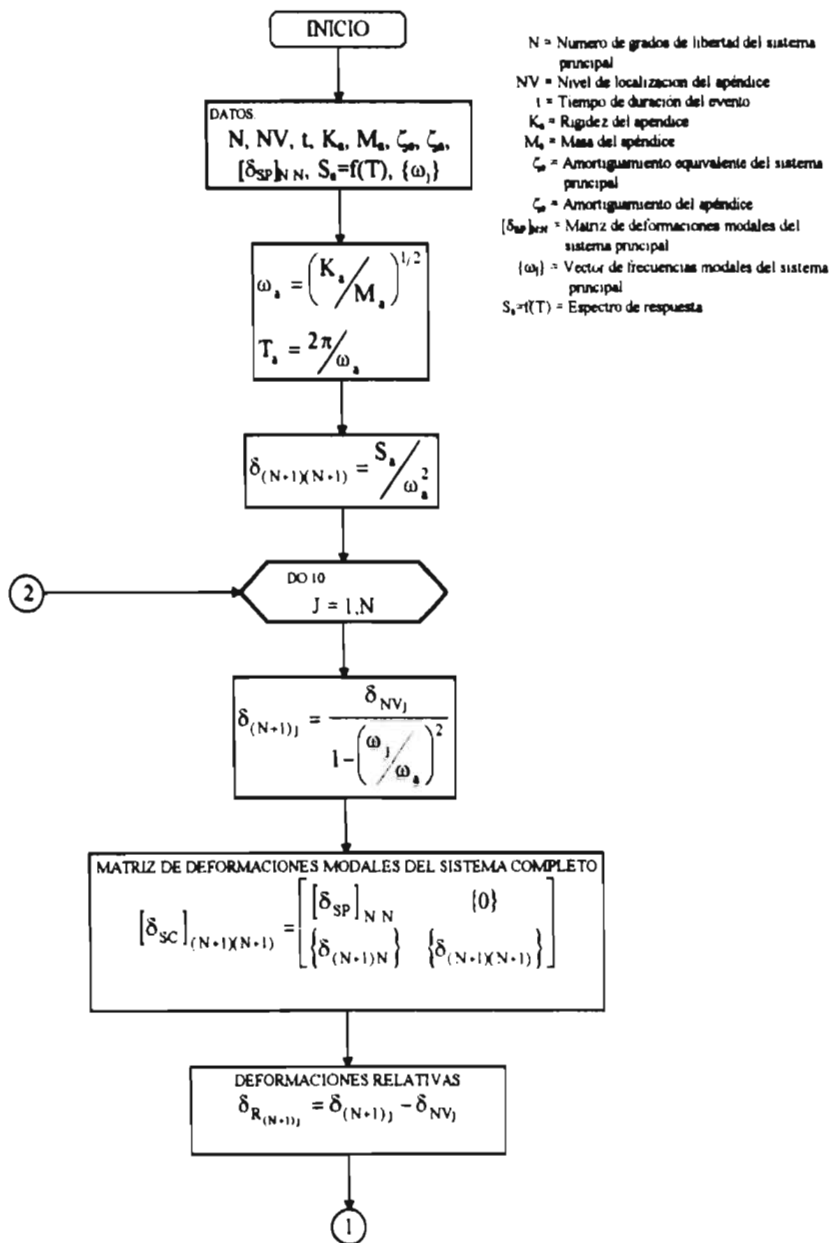
0765

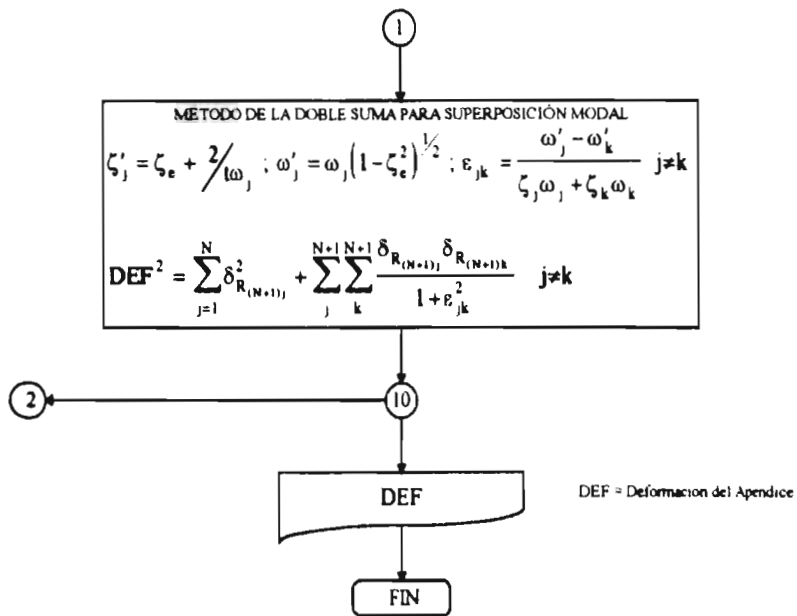
NOTA: LAS UNIDADES UTILIZADAS PARA CADA PARAMETRO SON LAS SIGUIENTES:

RIGIDEZ Kg/cm
 AMORTIGUAMIENTO Kg-sec/cm
 FRECUENCIA ANGULAR rad/seg
 ACELERACION cm/seg²
 DESPLAZAMIENTO cm

ANEXO 5.3

DIAGRAMA DE FLUJO PARA DETERMINAR LA RESPUESTA DEL APÉNDICE





C PROGRAMA PARA DETERMINAR LA RESPUESTA MAXIMA DE UN APENDICE LOCALIZADO EN ALGUN NIVEL DEL EDIFICIO

```

PARAMETER (NM=21)
PARAMETER (MM=21)
DIMENSION DELT(NM,MM),F(NM),VISEQ(NM),FEQ(NM),COEF(NM,MM),DEL1(NM,MM),DEL2(NM),DEL3(NM),DMA(X(NM),DELAP(NM,MM)
DIMENSION ACER(NM,MM),SAP1(NM,MM),SAP11(NM,MM),SAP2(NM),SAP3(NM),AMA(X(NM),FRN(NM),SIGNON(NM))

C CALCULO DE LA RESPUESTA MAXIMA DE UN APENDICE LOCALIZADO EN UN NIVEL (NV) DE UN SISTEMA DE N GRADOS DE LIBERTAD Y QUE TIENE UNA
C RIGIDEZ (AKAP) Y UNA MASA (AMAP)
WRITE(*,*)
WRITE(*,*)NOMBRE DEL ARCHIVO DE DATOS
WRITE(*,*)
OPEN(2,FILE=' ',STATUS='OLD')
READ(2,*)N,SIS,VCDAD,NV,VCAP
READ(2,*)AKAP,AMAP
DO 5 J=1,N
DO 5 I=1,N
READ(2,*)SAP1(I,J),DEL1(I,J)
5 CONTINUE
DO 6 J=1,N
READ(2,*)FPI(J)
6 CONTINUE
DO 7 I=1,N
READ(2,*)FI(I)
7 CONTINUE
FAP=(AKAP/AMAP)**0.50
TAP=(3.141592654**2)/FAP
CALL ESPEC('VCAP,TAP,SA)
FRN+1)=1
ACER(N+1,N+1)=SA
DELAP(N+1,N+1)=SA/(FAP**2)
DO 8 I=1,N
I=I+1
SAP1(I)=0
DEL1(I)=0
8 CONTINUE

SAP1(N+1,N+1)=ACER(N+1,N+1)
DEL1(N+1,N+1)=DELAP(N+1,N+1)-DEL1(NV,N+1)
F(N+1)=FAP
VISEQ(N+1)=VCAP+2/(SIS*F(N+1))
FEQ(N+1)=F(N+1)**(1-VCAP**2)**0.50

DO 10 J=1,N
I=I+1
DELAP1(J)=DEL1(NV,J)/(1-(F(J)/FAP)**2)
SAP1(J)=DELAP1(J)*(F(J)**2)
DEL1(J)=DELAP1(J)-DEL1(NV,J)
10 CONTINUE

DO 15 J=1,N
VISEQ(J)=VCDAD+2/(SIS*F(J))
FEQ(J)=F(J)**(1-VCAD**2)**0.50
15 CONTINUE

DO 20 J=1,N+1
DO 20 K=1,N+1
IF (J NE K) GOTO 25
COEF(J,K)=0
GOTO 20
25 COEF(J,K)=(FEQ(J)-FEQ(K))/(VISEQ(J)*F(J)-VISEQ(K)*F(K))
20 CONTINUE

DO 30 J=1,N+1
DO 30 K=1,N+1
DEL1(J,K)=(DEL1(J,K))**2
30 CONTINUE

DO 32 J=1,N+1
DO 32 K=1,N+1
SAP1(J,K)=(SAP1(J,K))**2
32 CONTINUE

DO 35 J=1,N+1
DEL2(J)=0
DO 35 K=1,N+1
DEL2(J)=DEL2(J)+DEL1(J,K)
35 CONTINUE

DO 37 J=1,N+1
SAP2(J)=0
DO 37 K=1,N+1
SAP2(J)=SAP2(J)+SAP1(J,K)
37 CONTINUE

DO 38 J=1,N+1
SIGNON(J)=FPI(J)/ABS(FPI(J))
38 CONTINUE

```

```

DO 40 J=1,N+1
DELX(J)=0.0
DO 40 K=1,N+1
DO 40 L=1,N+1
IF (L.EQ.K) GOTO 40
DELX(J)=DELX(J)+SIGNOK(SIGNOL)*(DELTI(K)*DELTI(L))+(COEF
I(K,L))**2)
40 CONTINUE

DO 45 J=1,N+1
DMAX(J)=DELX(J)*DELX(J)**0.50
45 CONTINUE
DAP=DMAX(N+1)
WRITE(*,*)DESP MAX DEL APENDICE=,DAP

DO 50 J=1,N+1
SAPX(J)=0.0
DO 50 K=1,N+1
DO 50 L=1,N+1
IF (L.EQ.K) GOTO 50
SAPX(J)=SAPX(J)+SIGNOK(SIGNOL)*(SAP(I,K)*SAP(I,L))+(COEF
I(K,L))**2)
50 CONTINUE

DO 55 J=1,N+1
AMAX(J)=SAPX(J)*SAPX(J)**0.50
55 CONTINUE
ACEAP=AMAX(N+1)
WRITE(*,*)ACEL MAX DEL APENDICE=,ACEAP
STOP
END

C .....
SUBROUTINE ESPEC(VCDAD,T,SA)

DIMENSION PER(2),SAD(2)
C DETERMINACION DE LA RESPUESTA MAXIMA CONSIDERANDO QUE EL SISTEMA PRINCIPAL PERMANECE INMOVIL Y EL APENDICE VIBRA CON UNA
C AMPLITUD ARBITRARIA Y CON FRECUENCIA NATURAL (WA)

WRITE(*,*)
WRITE(*,*)NOMBRE DEL ARCHIVO DE DATOS DEL ESPECTRO PROMEDIO PARA EL % DE AMORTIGUAMIENTO
WRITE(*,*)
OPEN(5,FILE=,STATUS=OLD)
READ(5,*)FTOR,M
DO 205 K=1,M
READ(5,*)PER(K),SAD(K)
205 CONTINUE

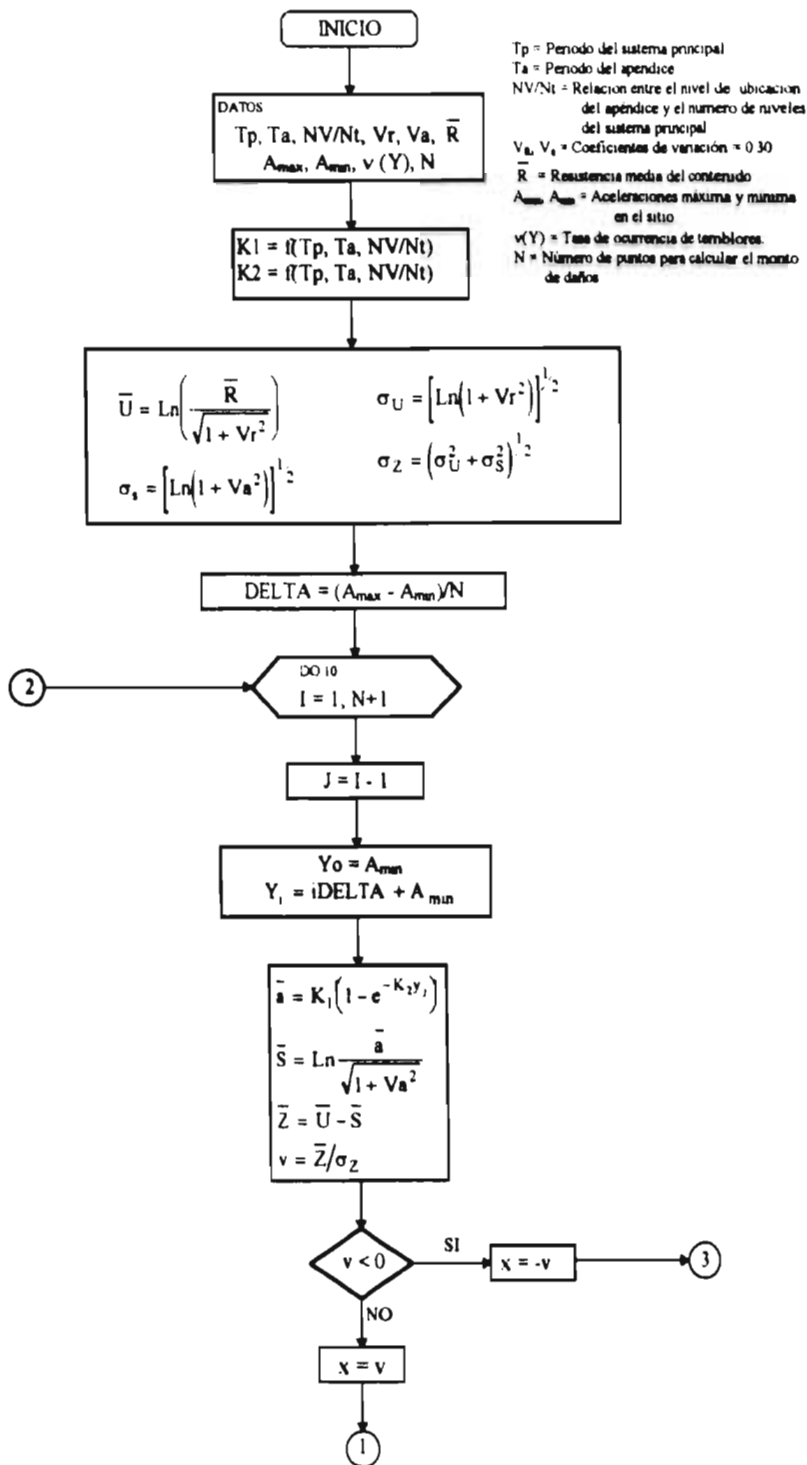
DO 210 K=1,M
IF (T.LE.PER(K)) GOTO 210
IF (T.GE.PER(K+1)) GOTO 210
SAS=(SAD(K+1)-SAD(K))*(T.PER(K))/(PER(K+1)-PER(K))+SAD(K)
210 CONTINUE

230 IF (T.LE.1.4) GOTO 240
IF (T.LE.1.8) GOTO 250
IF (T.LE.3.0) GOTO 260
GOTO 250
240 SA Y=0.981
GOTO 280
250 SA Y=1.07*(0.06/(VCDAD+0.06))**0.894+0.40
GOTO 280
260 SA Y=1.70*(0.02/(VCDAD+0.02))**0.958+0.40
280 SA=SA*SAY*100*FTOR
RETURN
END
C .....

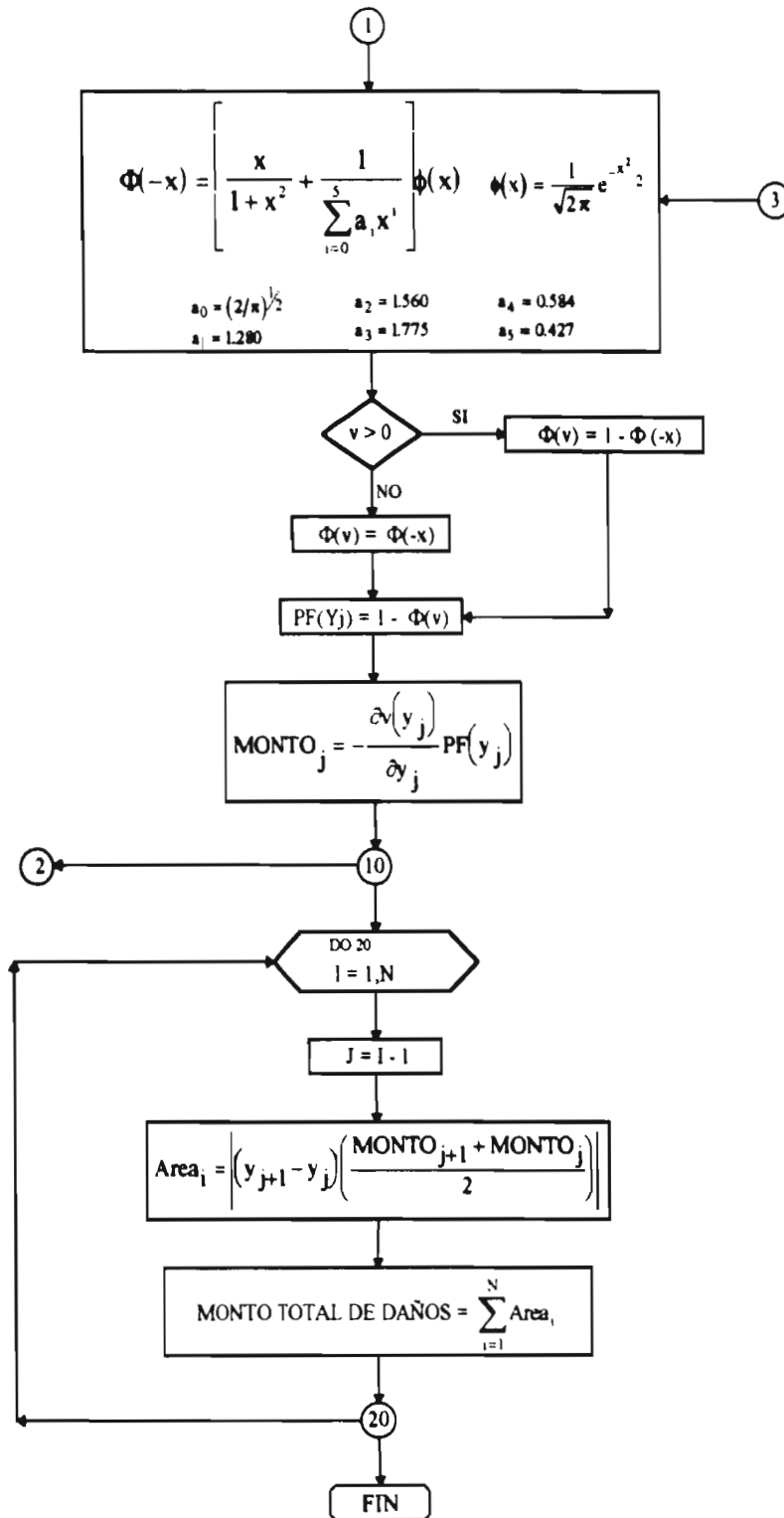
```

ANEXO 5.4

DIAGRAMA DE FLUJO PARA DETERMINAR MONTO DE DAÑOS



T_p = Período del sistema principal
 T_a = Período del apéndice
 NV/N_t = Relación entre el nivel de ubicación del apéndice y el número de niveles del sistema principal
 V_a, V_s = Coeficientes de variación = 0.30
 \bar{R} = Resistencia media del contenido en el sitio
 A_{max}, A_{min} = Aceleraciones máxima y mínima en el sitio
 $v(Y)$ = Tasa de ocurrencia de temblores
 N = Número de puntos para calcular el monto de daños



C PROGRAMA PARA CALCULAR EL MONTO DE DAÑOS EN EQUIPOS CONSIDERANDO LA RESPUESTA DEL APENDICE, EL TIPO DE SUELO DONDE
 C ESTÁ ASENTADA LA ESTRUCTURA Y EL PERIODO DEL SISTEMA PRINCIPAL.

PARAMETER (NM=10001)

DIMENSION Y(NM),COSTU(NM),AREA(NM),COSTOT(NM)

CHARACTER*14 BB

```

WRITE*, 'NOMBRE DEL ARCHIVO DE RESULTADOS
READ*, 'RB
OPEN(3, FILE=BB)
WRITE*, 'INGRESE EL VALOR DEL PERIODO DEL SISTEMA PRINCIPAL TP =
READ*, 'TTP
WRITE*, 'INGRESE EL VALOR DEL PERIODO DEL APENDICE TA =
READ*, 'TTA
WRITE*, 'INGRESE EL VALOR DE LA RELACION DE NIVELES H/HT =
READ*, 'AMNVEL
WRITE*, 'INGRESE EL VALOR DE LA CONSTANTE K1 =
READ*, 'AK1
WRITE*, 'INGRESE EL VALOR DE LA CONSTANTE K2 =
READ*, 'AK2
WRITE*, 'INGRESE EL VALOR DE LA RESISTENCIA MAXIMA R =
READ*, 'R
WRITE*, 'INGRESE EL VALOR DEL COEFICIENTE DE VARIACION VR =
READ*, 'VR
WRITE*, 'INGRESE EL NUMERO INTER VALOS PARA CALCULAR LA INTEGRAL Y DETERMINAR EL MONTO DE DAÑOS N =
READ*, 'N
WRITE*, 'SELECCIONE EL TIPO DE TERRENO
WRITE*, '1 = TERRENO FIRME DEL D.F.
WRITE*, '2 = TERRENO BLANDO DEL D.F.
WRITE*, '3 = TERRENO FIRME DE ACAPULCO
WRITE*, '4 = TERRENO FIRME DE GUADALAJARA
WRITE*, 'TIPO =
READ*, 'TIPO
IF(TIPO EQ 1)GOTO 10
IF(TIPO EQ 2)GOTO 20
IF(TIPO EQ 3)GOTO 30
IF(TIPO EQ 4)GOTO 40

```

10 C=647 6801998

D=2 654629

E=.71 2382428

F=2 674629

AMAX=48 00

AMIN=18 00

GOTO 50

20 C=0 68475418

D=1 698884

E=.29 5989505

F=2 256684

AMAX=240 00

AMIN=15 00

GOTO 50

30 C=349421 0586

D=2 638335

E=.350099 9488

F=2 638612

AMAX=488

AMIN=38 88

GOTO 50

40 C=93988 86438

D=2 618145

E=.94151 78135

F=2 618555

AMAX=388

AMIN=18 00

C CALCULO DE MEDIAS Y DESVIACIONES ESTANDAR DE LA RESISTENCIA Y DE SOLICITACIONES

RMEDIA=(LOG(R(1)+VR**2)**0 50)

SIGMAU=(LOG(1+VR**2)**0 50)

SIGMAS=(LOG(1+VR**2)**0 50)

SIGMAZ=(SIGMAU**2+SIGMAS**2)**0 50

WRITE*, 'AK1=,AK1,AK2=,AK2

WRITE*, 'RMEDIA=,RMEDIA,SIGMAU=,SIGMAU,SIGMAS=,SIGMAS

WRITE*, 'SIGMAZ=,SIGMAZ

DELTA=(AMAX-AMIN)/N

DO 500 I=1,N+1

J=I-1

Y(I)=AMIN

Y(I)=DELTA*AMIN

IF(TA EQ 8 38) GOTO 100

GOTO 90

100 IF(TP EQ 1 8) GOTO 110

IF(TP EQ 2 8) GOTO 120

GOTO 80

110 IF(Y/J) LE (86 38) GOTO 90

IF(ANIVEL EQ 8 28) GOTO 111

IF(ANIVEL EQ 8 68) GOTO 112

DEF=48 81972

GOTO 91

```

111 DEF=1784098
GOTO 91
112 DEF=3242792
GOTO 91

120 IF(Y(J) LE 13041) GOTO 90
IF(ANIVEL EQ 0 20) GOTO 121
IF(ANIVEL EQ 0 60) GOTO 122
GOTO 90
121 DEF=2011425
GOTO 91
122 DEF=2484296
GOTO 91

90 DEF=AK1*(1-2.7182818**(-AK2*Y(J)))
91 SMEDIA=LOG(DEF/(1+VR**2))**0.50
SGDAD=RMEDIA-SMEDIA
V=SGDAD/SIGMAZ

IF(V LT 0) GOTO 92
X=V
GOTO 93
92 X=-V

93 FIX=SQ(1+X**2)+1/((2/3 141592654)**0.50+1.280*X-1.560*X**2+1.775*X**3-0.584*X**4+0.427*X**5)**(1/(2*3 141592654)**0.50)*2.7182818**(-0.50*X**2)

IF(V LT 0) GOTO 94
FIV=1-FIX
GOTO 95
94 FIV=FIX
95 PROBFALL=1-FIV
TASA=C*Y(J)**(-D)+E*Y(J)**(-F)

COSTO(J)=TASA*PROBFALL
500 CONTINUE

DO 510 I=1,N
J=I-1
AREA(I)=ABS(Y(J+1)-Y(J))*(COSTO(J+1)+COSTO(J)/2)
510 CONTINUE

DO 1000 I=1,N
COSTOTD=0
DO 1000 J=1,N
COSTOTD=AREA(J)+COSTOTD
1000 CONTINUE
WRITE(*,*)COSTO TOTAL= ,COSTOTD

WRITE(1,15)
15 FORMAT(1X,'P,JX,ACEL,6X,DEF,JX,RESIST ,1X,SOLICT,2X,SGDAD,5X,V,7X,PF,6X,TASA,6X,-TASA*PF,6X,AREA')
DO 1100 I=1,N+1
J=I-1
WRITE(3,16)Y(J),DEF,RMEDIA,SMEDIA,SGDAD,V,PROBFALL,TASA,COSTO(J),AREA(I)
16 FORMAT(3,2X,PF 3,2X,PF 4,2X,PF 5,3,2X,PF 7,3,2X,PF 4,2X,PF 10 7,2X,PF 10 7,2X,PF 10 7)
1100 CONTINUE
WRITE(3,17)COSTOTD
17 FORMAT(1X,MONTO TOTAL DE DANOS=,1X,PF 10 7)
STOP
END

```


ANEXO 6

CALIFICACIÓN SÍSMICA DE EQUIPOS O CONTENIDOS (McGavin G. (1981))

La respuesta que pueda tener un equipo en un edificio depende de algunas variables entre las que se puede mencionar: Condiciones del terreno, forma de la estructura soportante, su tipo estructural, el número de pisos, la rigidez del equipo, su localización y el tipo de fijación que este tiene con la estructura. Para obtener adecuadamente la respuesta del edificio y subsecuentemente del equipo, estas variables deben ser consideradas el momento de hacer el diseño sísmico.

Para predecir correctamente la respuesta del equipo teniendo un cierto grado de certidumbre, se debe aplicar al edificio un sismo de diseño en campo libre para determinar la respuesta en el nivel donde estará localizado el equipo. Estos sismos de diseño son generalmente caracterizados mediante espectros de respuesta.

Los sismos de diseño son propuestos por normas industriales dependiendo del tipo de equipo que se tenga. Estos sismos son además autorizados por un equipo de diseño compuesto por profesionales de muchos campos, y que se basan en las respuestas que se pueden presentar en contenidos ante posibles sismos en sitios particulares.

Se definen dos niveles de diseño: uno dirigido a equipo crítico y el otro para equipo de soporte. Utilizando para esto dos clases de sismos:

a) Sismo para equipo crítico (CEE). Que corresponde al máximo sismo que puede ser esperado basado en una consideración de la tectónica regional dentro de un marco geológico conocido. Este sismo tiene una baja probabilidad de ser excedido durante la vida del equipo.

b) Sismo para equipo de soporte (SEE). Es el mayor sismo que el equipo experimenta durante su servicio. Este sismo tiene un intervalo de recurrencia de 25 a 75 años (dependiendo de la región sísmica). Es posible que el equipo esté sujeto a este tipo de sismos más de una vez durante toda su vida útil.

Los dos sismos de diseño son expresados originalmente como función del movimiento del suelo para un sitio particular.

El aplicar cualquiera de los sismos de diseño depende de la consideración de que el equipo sea crítico o no. El CEE (alto nivel) es usado en equipos que deben operar durante y después de un sismo. El menor nivel SEE es usado en el diseño de equipos de soporte los cuales requieren operar sin una continuidad.

MÉTODOS DE CALIFICACIÓN SÍSMICA

Los métodos utilizados para calificar sísmicamente un equipo pueden ser los siguiente:

- * Prueba sísmica.
- * Análisis matemático.
- * Experiencias del pasado.
- * Juicio de un equipo de diseño.
- * Aproximaciones de calificación combinada.

A continuación se describe con detalle cada uno de estos métodos.

Pruebas Sísmicas

Se puede considerar la posibilidad de realizar pruebas sísmicas a los equipos para calificarlos, cuando se requiera que estos deban permanecer en operación antes, durante y después del sismo o si es complicado realizar un adecuado análisis matemático.

El objetivo de las pruebas sísmicas es el de simular un movimiento sísmico en el laboratorio que predice el movimiento del piso del edificio para definir el espectro de respuesta que se requiere en la etapa de diseño. Este espectro se lo llama "espectro de respuesta requerido (RRS)".

Análisis Matemático

El análisis matemático puede ser aplicado dependiendo de la naturaleza del equipo y del uso que se le va a dar. El análisis es un método de calificación sísmica cuando se satisfacen los siguientes requerimientos:

- El equipo es requerido para operar después de un sismo (es decir, es muy importante durante el sismo su integridad estructural).
- El equipo puede ser modelado matemáticamente.

En la tabla A6.1 se presentan los análisis requeridos para ciertas condiciones representativas de los equipos. Los análisis matemáticos muchas veces no son recomendados para equipos complejos. El análisis estático es apropiado cuando el equipo necesita ser anclado adecuadamente. Las instalaciones más complejas de los equipos requieren la construcción de un modelo dinámico para algunas consideraciones adicionales. Cuando se usa el modelo dinámico, se puede calcular las frecuencias resonantes. Si el equipo en cuestión es rígido, la respuesta es igual a la aceleración del espectro de respuesta para periodo cero, si por el contrario, el equipo es flexible, es necesario calcular su respuesta dinámica. Se consideran equipos rígidos aquellos con un rango de alta frecuencia (mayores que 20 Hertz) por lo que su periodo se acerca a 0, y equipos flexibles aquellos con

frecuencia fundamental en el rango de baja frecuencia (menos de 20 Hertz). El cálculo de la respuesta dinámica para los dos tipos de equipos puede ser hecho por medio del análisis modal.

Si el equipo es :	Analizar por :	Usando :
Rigido con centro de gravedad alto	Volteo	Simple volteo y condiciones de rotura del sistema de anclaje.
Rigido con centro de gravedad bajo	Cortante, falla de anclajes	Método del coeficiente estático por cortante del sistema de anclaje.
Equipo flexible (simple)	Frecuencia natural, velocidad, desplazamiento y aceleración, y anclajes en la base	Modelo matemático simple, espectro de respuesta y método de cortante en la base ó método del coeficiente estático.
Equipo flexible (complejo)	Frecuencia natural, velocidad, aceleración y cortante en la base	Modelo matemático complejo, espectro de respuesta, solución por computadora, cortante en la base

TABLA A6.1 ANÁLISIS MATEMÁTICOS REQUERIDOS

Experiencia pasada

En muchos casos los equipos pueden ser calificados por experiencias pasadas. El considerar este tipo de calificación implica un ahorro económico para el propietario del contenido además de un ahorro de tiempo para el equipo de diseño. Este procedimiento de calificación puede ser adecuadamente documentado para ser aprobado totalmente por el gobierno, el equipo de diseño y el propietario.

La información de la calificación sísmica para proyectos futuros podría llevarse a cabo de una mejor manera por un equipo de cómputo. Las compañías de cómputo trabajarían directamente con departamentos del gobierno, ingenieros seleccionados y fabricantes representativos de equipos los que colaborarían para establecer una base de datos. Parte de la información que puede ser necesaria para este programa sería:

- Nombre del fabricante.
- Nombre del equipo, número del modelo, etc.
- Sistema del cual forma parte el equipo.
- Estado de calificación sísmica.
 - Método de calificación.
 - Quién Califica
 - Diseño sísmico utilizado, etc.

Será necesario tener una información más detallada y la forma en que la logística de la red podría trabajar.

Juicio del grupo de diseño

El juicio de un grupo de diseño puede producir un ahorro económico al propietario del equipo. Este grupo de diseño tiene la opción de calificar los equipos a través de la inspección, detallado arquitectónico adecuado, o sugiriendo técnicas de instalación para el cual el propietario será responsable.

El juicio del equipo de diseño es también necesario cuando se requiera detallar adecuadamente ciertos componentes de los equipos tales como teléfonos, gabinetes, monitores, etc. Estos detalles pueden muchas veces ser calificados por el juicio del equipo de diseño y dar las recomendaciones de diseño al propietario del sistema. El juicio del equipo de diseño es una excelente método que puede ser usado para revisar equipos existentes que no han tenido un detallado sísmico adecuado.

Aproximaciones de calificación combinada

En algunos casos puede ser ventajoso combinar ciertas partes de los métodos discutidos anteriormente. El equipo de diseño puede llegar a combinar las aproximaciones para calificar un sistema completamente o una pieza del equipo. Esta aproximación puede después ahorrar tiempo y dinero sobre todo en la calificación de requerimientos establecidos para equipos en un edificio.

CATEGORÍAS SÍSMICAS

Las categorías sísmicas de los equipos permite al equipo de diseño especificar el procedimiento de diseño sísmico para varios tipos de equipos. Esta sección esquematiza un método básico por el cual el equipo de diseño en conjunción con el propietario pueden identificar y categorizar sísmicamente los elementos no-estructurales.

Primero, el grupo de diseño junto con los propietarios de los equipos revisarán todas las funciones desde un punto de vista del sistema. Esto implica definir cuáles funciones son críticas para su operación, cuáles solo son requeridas para facilitar la operación, y cuáles entran en la categoría de misceláneos. La revisión funcional conduce a la identificación de los distintos sistemas operacionales. La siguiente lista es un ejemplo de los tipos de sistemas considerados:

- * Aire acondicionado.
- * Cielo raso (luminarias, acústicos, etc.).
- * Comunicación.
- * Computación.
- * Suministro de energía de emergencia.
- * Protección contra fuego.
- * Suministro de calefacción.
- * Cocina.
- * Médico.

- * Oficina.
- * Tubería.
- * Monitores de seguridad.
- * Varios soportes vitales.
- * Circulación vertical (elevadores).
- * Reservorios de agua.

La lista de sistemas es incompleta y se extenderá para muchos tipos de equipos. Cada uno de los sistemas listados se compone de elementos individuales. Se requiere algún método organizado para evaluar la importancia de los diferentes sistemas. En la tabla A6.2 se proponen diferentes categorías sísmicas para identificar el sistema y el equipo, se sugiere una designación por letras. Según esta tabla se puede categorizar a una planta eléctrica de emergencia como del tipo "A". La batería de carga que es un componente del sistema, sin embargo, puede ser clasificada en la categoría "C". Por lo que las dos designaciones forman la categoría sísmica del sistema y del equipo "A-C". La letra del lado izquierdo representa la categoría sísmica del sistema completo, mientras que la letra del lado derecho corresponde a la categoría sísmica de la pieza individual del equipo.

CATEGORÍA SÍSMICA	DEFINICIÓN
Equipo Crítico "A"	Sistemas ó equipos que son indispensables en cuanto a su operación ó cuando su falla afectara directa y adversamente la función de otros sistemas o equipos criticos. Son considerados de soporte vital
Equipo de Soporte "B"	Sistemas ó equipos requeridos para funciones de soporte; fácilmente pueden operar sobre una base limitada si ocurre una falla
Equipo de Soporte "C"	Sistemas ó equipos requeridos para operaciones prolongadas de otros equipos pudiendo operar alternadamente
Equipo de Soporte "D"	Todos los sistemas ó equipos portátiles que no estén en la categoría "A"
Equipo Misceláneo "E"	Sistemas ó equipos misceláneos

TABLA A6.2 CATEGORÍAS SÍSMICAS DE EQUIPOS

Una vez que el equipo y su sistema operacional han sido sísmicamente categorizados, el equipo de diseño está listo para aplicar sus recursos y calificar el equipo. La calificación sísmica depende de varios factores:

- * Categoría del sistema.
- * Categoría del equipo.
- * Funciones esenciales que el equipo puede llevar a cabo.
- * Intensidad esperada del sismo.
- * Niveles esperados de vibración para el equipo.
- * Diseño del equipo.
- * Expectativa de vida del equipo.
- * Características de montaje del equipo.
- * Experiencias pasadas del equipo.
- * Proximidad del equipo con otros sistemas.

Cuando estos factores son tomados en cuenta, el equipo de diseño puede racionalmente definir la categoría sísmica tanto del sistema como de la pieza individual del equipo.

Las categorías sísmicas son usadas para establecer una base para una clasificación sísmica lógica de los equipos.

La figura A6.1 muestra el proceso requerido para definir la categoría sísmica de un equipo.

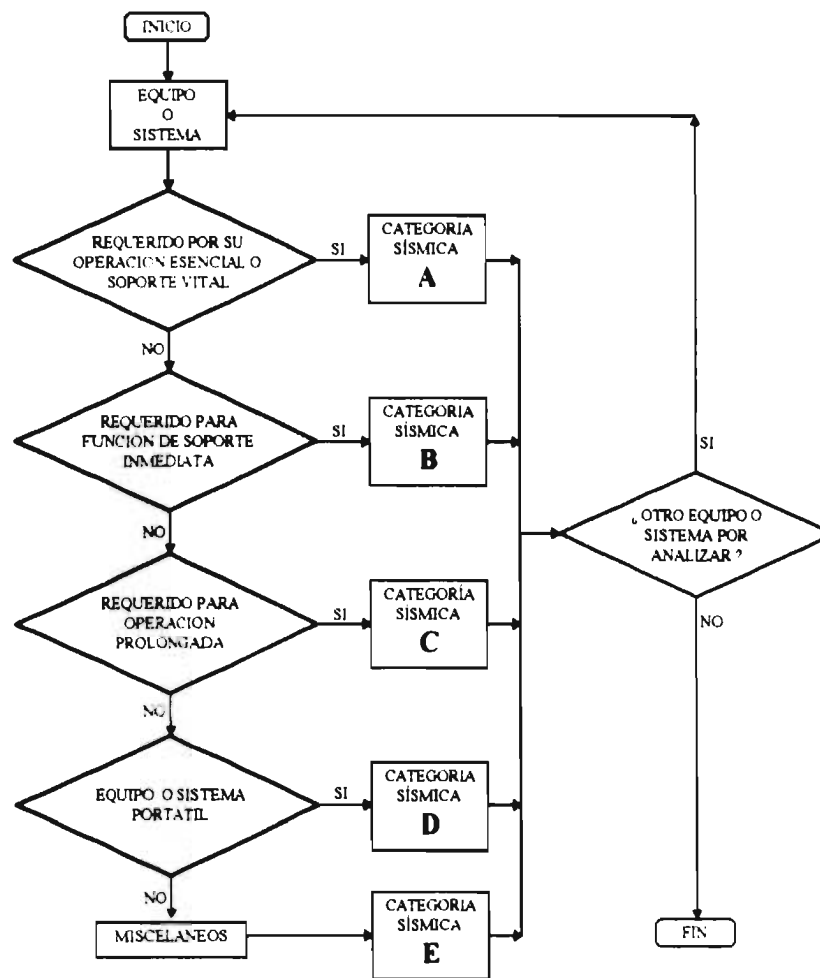


FIGURA A6.1 PROCESO PARA DEFINIR LA CATEGORÍA SÍSMICA DEL EQUIPO